

UNIVERSITA' DELLA CALABRIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE



**DOTTORATO DI RICERCA IN
INGEGNERIA CIVILE E INDUSTRIALE
XXXIII CICLO**



Tesi

**ANALISI SISMICA NON LINEARE DI EDIFICI CON STRUTTURA IN
C.A. A BASE FISSA ED ISOLATA IN PRESENZA DI FENOMENI DI
MARTELLAMENTO INTERNO ED ESTERNO**

**Settore Scientifico Disciplinare
Tecnica delle Costruzioni (ICAR/09)**

Coordinatore

Ch.mo Prof. Enrico CONTE

Firma oscurata in base alle linee
guida del Garante della privacy

Supervisore scientifico

Ch.mo Prof. Fabio MAZZA

Firma oscurata in base alle linee
guida del Garante della privacy

Dottorando

Rodolfo LABERNARDA

Firma oscurata in base alle linee
guida del Garante della privacy

U

UNIVERSITA' DELLA CALABRIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE



**DOTTORATO DI RICERCA IN
INGEGNERIA CIVILE E INDUSTRIALE
XXXIII CICLO**



Tesi

**ANALISI SISMICA NON LINEARE DI EDIFICI CON STRUTTURA IN
C.A. A BASE FISSA ED ISOLATA IN PRESENZA DI FENOMENI DI
MARTELLAMENTO INTERNO ED ESTERNO**

**Settore Scientifico Disciplinare
Tecnica delle Costruzioni (ICAR/09)**

Coordinatore

Ch.mo Prof. Enrico CONTE

Supervisore scientifico

Ch.mo Prof. Fabio MAZZA

Dottorando

Rodolfo LABERNARDA

SOMMARIO

Il martellamento strutturale è un fenomeno complesso da analizzare in relazione alla risposta sismica non lineare di edifici a base fissa e isolata ed al comportamento spaziale delle strutture coinvolte. La possibilità di avere strutture separate, una interna all'altra, dà vita al cosiddetto martellamento interno che risulta scarsamente indagato in letteratura. Nel presente lavoro di tesi, al fine di studiare questo pericoloso fenomeno è analizzato il caso di un vano ascensore metallico, a base fissa, posto all'interno di una struttura in c.a., isolata al livello della sommità dei pilastri del piano interrato, con riferimento a giunti di separazione definiti in base alle prescrizioni delle normative italiana (NTC18, 2018) ed europea (EC8, 2004). Un collegamento dissipativo tra le due strutture viene proposto come misura di mitigazione e/o eliminazione del rischio di martellamento interno. In particolare, dispositivi dissipativi passivi ad induzione elettromagnetica sono preferiti a soluzioni convenzionali per via delle ridotte dimensioni, della facilità di installazione e manutenzione e per i livelli contenuti di forze trasmesse. Inoltre, l'influenza del comportamento degli isolatori elastomerici, al variare della complessità e completezza di modellazione, viene indagata al variare dell'angolo d'incidenza dell'azione sismica, al fine di considerare gli effetti di direttività dei terremoti near-fault impiegati. D'altra parte, la presenza di strutture adiacenti può innescare il fenomeno del martellamento esterno. In questo caso, gli studi presenti in letteratura sono numerosi sebbene poco sia presente nel caso del martellamento fra strutture adiacenti a base fissa ed isolata, quest'ultima mediante isolatori a scorrimento. Al fine di indagare questo fenomeno, vengono studiate strutture con forme irregolari in pianta, a base fissa ed isolata, per le quali si considera anche l'influenza della torsione che si può presentare al livello del sistema d'isolamento. Inoltre, viene analizzata l'influenza del comportamento degli isolatori a scorrimento, considerando un modello meccanico semplificato, a carico assiale e coefficiente d'attrito costanti, ed uno avanzato, a carico assiale e coefficiente d'attrito variabili. Infine, il martellamento esterno è indagato in funzione di tre diverse tipologie di terremoti near-fault, selezionati in base alla presenza di impulsi nelle storie della velocità e/o accelerazione.

INDICE GENERALE

1. INTRODUZIONE.....	1
1.1 STATO DELL'ARTE	1
1.2 MOTIVAZIONE ED OBIETTIVI DELLA RICERCA	2
1.3 ORGANIZZAZIONE DEI CONTENUTI.....	3
2. MARTELLAMENTO STRUTTURALE.....	6
2.1 PREMESSA.....	6
2.2 ESPERIENZE DA EVENTI SISMICI PASSATI	6
2.3 MARTELLAMENTO TRA STRUTTURE ADIACENTI.....	10
2.3.1 Strutture a base fissa.....	10
2.3.2 Strutture a base isolata.....	16
2.4 METODOLOGIE PER LA MITIGAZIONE DEL MARTELLAMENTO	20
2.4.1 Soluzioni con giunti sismici o distanze adeguate	20
2.4.2 Soluzioni con collegamenti non dissipativi	22
2.4.3 Soluzioni con collegamenti dissipativi	23
2.4.4 Bumper e shock absorber	28
2.5 BIBLIOGRAFIA	29
3. MODELLAZIONE NUMERICA.....	34
3.1 PREMESSA.....	34
3.2 ELEMENTI STRUTTURALI	34
3.2.1 Comportamento elastico.....	35
3.2.2 Comportamento plastico.....	40
3.3 DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO ALLA BASE	45
3.3.1 Isolatori elastomerici	45
3.3.2 Isolatori a scorrimento.....	60
3.4 DISPOSITIVI DISSIPATIVI AI PIANI	67
3.4.1 Basi teoriche.....	68
3.4.2 Modellazione.....	69
3.5 BIBLIOGRAFIA	71

4. MARTELLAMENTO INTERNO	75
4.1 PREMESSA.....	75
4.2 DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO N.1	76
4.2.1 Struttura test	76
4.2.2 Vano ascensore interno	88
4.2.3 Mitigazione del martellamento interno	91
4.3 RISULTATI NUMERICI PER LA VALUTAZIONE DEL MARTELLAMENTO INTERNO.....	103
4.3.1 Input sismico	103
4.3.2 Dimensionamento del giunto sismico	106
4.3.3 Risposta sismica non lineare nel caso di vano ascensore rigidamente connesso alla struttura circostante in c.a.....	107
4.3.4 Valutazione del martellamento interno	111
4.4 RISULTATI NUMERICI PER LA MITIGAZIONE DEL MARTELLAMENTO INTERNO.....	121
4.4.1 Effetti della tipologia di collegamento	123
4.4.2 Effetti della distribuzione del collegamento	129
4.4.3 Corsa utile dei dispositivi dissipativi magnetici	133
4.5 BIBLIOGRAFIA	134
5. MARTELLAMENTO ESTERNO	137
5.1 PREMESSA.....	137
5.2 DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO N.2	137
5.2.1 Struttura test	137
5.2.2 Adeguamento sismico mediante isolamento alla base.....	151
5.3 RISULTATI NUMERICI PER LA VALUTAZIONE DEL MARTELLAMENTO ESTERNO	157
5.3.1 Parametri di progetto	164
5.3.2 Risposta sismica non lineare delle strutture a base fissa	167
5.3.3 Risposta sismica non lineare delle strutture a base isolata	171
5.3.4 Martellamento esterno.....	183
5.4 BIBLIOGRAFIA	188
6. CONCLUSIONI.....	191

6.1	ANALISI CONDOTTE.....	191
6.2	RISULTATI OTTENUTI.....	192
6.2.1	Valutazione del martellamento interno	192
6.2.2	Mitigazione del martellamento interno	193
6.2.3	Valutazione del martellamento esterno	193
6.3	RICADUTE NORMATIVE	194
6.4	SVILUPPI FUTURI	194
	APPENDICE A	196
	APPENDICE B.....	240

INDICE DELLE FIGURE

Figura 2.1 – Edifici in muratura adiacenti di diversa altezza.....	7
Figura 2.2 – Edifici in c.a. adiacenti di diversa altezza.....	7
Figura 2.3 – Danni e crolli provocati dal terremoto di Città del Messico del 1985.	8
Figura 2.4 – Danni provocati dal terremoto di Loma Prieta del 1989 (California, USA)...	8
Figura 2.5 – Danni e crolli provocati dal terremoto di Christchurch del 2011.	9
Figura 2.6 – Configurazioni di martellamento fra edifici adiacenti.	11
Figura 2.7 – Ulteriori configurazioni di martellamento fra edifici adiacenti.	11
Figura 2.8 – Modello 3D dell'Olive View Hospital (Jankowski 2009).	12
Figura 2.9 – Modello 3D dell'Olive View Hospital: strutture adiacenti (Jankowski 2009).	13
Figura 2.10 – Diverse configurazioni di possibile martellamento tra edifici in c.a. a base fissa (Efraimiadou et al., 2013).	14
Figura 2.11 – Geometria di due di versi casi di comportamento spaziale: assenza di torsione di piano (a); presenza di torsione di piano (b).....	15
Figura 2.12 – Configurazioni di possibile martellamento per edifici a base isolata (Polycarpou e Komodromos, 2010).	17
Figura 2.13 – Modello 3D dell'edificio isolato alla base (Pant e Wijeyewickrema, 2012).	19
Figura 2.14 – Edifici collegati da link all'ultimo livello.....	23
Figura 2.15 – Edifici collegati da link a tutti i livelli.	23
Figura 2.16 – Viste delle facciate principali degli edifici e dettaglio del giunto di separazione.....	24
Figura 2.17 – Esempio di dispositivo ad attrito.	25
Figura 2.18 – Esempio di dissipatore viscoso oleodinamico.	26

Figura 2.19 – Esempio di dissipatore visco-elastico.	27
Figura 2.20 – Modelli reologici per dissipatori visco-elastici.	27
Figura 2.21 – Schema del dispositivo MDL (magnetic damped link), combinazione in parallelo di un dissipatore viscoso del tipo ECDL (eddy current damped link) e di una molla elastica elicoidale.	28
Figura 2.22 – Edifici provvisti di bumper per la mitigazione del martellamento.	29
Figura 3.1 – Variabili cinematiche nodali per un elemento a due nodi nello spazio (Mazza e Mazza, 2010).	35
Figura 3.2 – Modi deformativi naturali di un elemento a due nodi nello spazio (Mazza 2014b).	36
Figura 3.3 – Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio.	41
Figura 3.4 – Diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo.	42
Figura 3.5 – Approssimazione mediante superfici piane del dominio elastico (Mazza e Mazza, 2012).	42
Figura 3.6 – Schematizzazione dello stato sollecitativo di una sezione in c.a. soggetta a pressoflessione deviata.	43
Figura 3.7 – Schematizzazione del rientro sulla frontiera del dominio elastico (Mazza e Mazza, 2012).	45
Figura 3.8 – Isolatore elastomerico HDRB.	46
Figura 3.9 – Fattori di forma per un isolatore elastomerico HDRB.	47
Figura 3.10 – Area ridotta di un isolatore HDRB soggetto a deformazione di taglio.	48
Figura 3.11 – Deformazioni di taglio degli isolatori elastomerici HDRB.	49
Figura 3.12 – Risposta di un isolatore HDRB, sotto carichi laterali e assiali.	52
Figura 3.13 – Modelli three-spring-three-dashpot per isolatori elastomerici.	54
Figura 3.14 – Proprietà dei modelli proposti per isolatori elastomerici.	57

Figura 3.15 – Dettagli degli isolatori elastomerici in scala (unità in mm).....	58
Figura 3.16 – Confronto tra risultati sperimentali e numerici per l’isolatore: (a) sezione anulare (Weisman e Warn, 2012); (b,c,d) sezione circolare (Rastgoo Moghadam e Konstantinidis, 2017).....	59
Figura 3.17 – Punti critici stimati dai modelli FEM 3D ed AM_1 per l’isolatore a sezione circolare.....	59
Figura 3.18 – Isolatore a pendolo semplice.....	60
Figura 3.19 – Principio di funzionamento di un isolatore a pendolo semplice.	61
Figura 3.20 – Modello e risposta di un isolatore a pendolo semplice.....	63
Figura 3.21 – Variabilità del coefficiente d’attrito: con la velocità (a); con il carico assiale (b).	64
Figura 3.22 – Rappresentazione grafica della variabilità del coefficiente d’attrito in funzione di velocità e carico assiale secondo la (3.84).	65
Figura 3.23 – Rappresentazione grafica della variabilità del coefficiente d’attrito in funzione del calore sviluppato all’interfaccia di scorrimento secondo la (3.88).....	66
Figura 3.24 – Sezioni longitudinale e trasversale del dissipatore viscoso ECDL (eddy current damped link).	69
Figura 3.25 – Sezioni longitudinale e trasversale della molla elastica elicoidale.	71
Figura 4.1 – Vista in facciata dell’edificio sito in Augusta.....	76
Figura 4.2 – Prospetto Ovest dell’edificio sito in Augusta.	76
Figura 4.3 – Prospetto Est dell’edificio sito in Augusta.	77
Figura 4.4 – Prospetti Sud (sinistra) e Nord (destra) dell’edificio sito in Augusta.	77
Figura 4.5 – Pianta del livello di isolamento.....	77
Figura 4.6 – Pianta del primo e del secondo livello.	78
Figura 4.7 – Pianta dell’attico.	78

Figura 4.8 – Sezione Longitudinale.	78
Figura 4.9 – Sezione Trasversale.	79
Figura 4.10 – Sezione trasversale del solaio latero-cementizio.	80
Figura 4.11 – Spettri di risposta elastici in accelerazione e spostamento orizzontali per la struttura isolata.	82
Figura 4.12 – Zoom in pianta di scale e vano ascensore.	89
Figura 4.13 – Posizioni verticali dell'ascensore considerato nella configurazione a base fissa (unità in cm).	89
Figura 4.14 – Spettri di risposta elastici in accelerazione e spostamento orizzontali per il vano ascensore ($\xi=2\%$).	90
Figura 4.15 – Gap interno tra il vano ascensore e la struttura circostante.	93
Figura 4.16 – Schemi di accoppiamento tra vano ascensore (Es) e struttura circostante (Sb).	94
Figura 4.17 – Diagramma di flusso della procedura di dimensionamento del sistema di connessione.	96
Figura 4.18 – Risultati della procedura iterativa per il dimensionamento del sistema di connessione tra le strutture.	97
Figura 4.19 – Schema del dispositivo MDL (magnetic damped link), combinazione in parallelo di un dissipatore viscoso del tipo ECDL (eddy current damped link) e di una molla elastica elicoidale.	98
Figura 4.20 – Ottimizzazione dimensionale del dissipatore viscoso del tipo ECDL.	100
Figura 4.21 – Spettri di risposta elastici in accelerazione e spostamento orizzontali.	106
Figura 4.22 – Analisi dinamiche non lineari incrementali: risultati per il sistema di isolamento.	109

Figura 4.23 – Analisi dinamiche non lineari incrementali: risultati per la sovrastruttura.	109
Figura 4.24 – Analisi di sensitività: risultati per il sistema d’isolamento.	110
Figura 4.25 – Analisi di sensitività: risultati per la sovrastruttura.	110
Figura 4.26 – Martellamento interno fra struttura isolata alla base e vano ascensore a base fissa.	111
Figura 4.27 – Rappresentazione polare del martellamento interno per il nodo 2 al livello 2, per diversi modelli non lineari degli isolatori elastomerici ($W_{elev}=10$ kN).	112
Figura 4.28 – Rappresentazione polare del martellamento interno per il nodo 2 al livello 2, per diversi modelli non lineari degli isolatori elastomerici ($W_{elev}=20$ kN).	113
Figura 4.29 – Rappresentazione polare del martellamento interno per il nodo 4 al livello 2, per diversi modelli non lineari degli isolatori elastomerici ($W_{elev}=10$ kN).	114
Figura 4.30 – Rappresentazione polare del martellamento interno per il nodo 4 al livello 2, per diversi modelli non lineari degli isolatori elastomerici ($W_{elev}=20$ kN).	115
Figura 4.31 – Rappresentazione polare del martellamento interno al livello 2 al variare della posizione della cabina, per il modello non lineare degli isolatori elastomerici AM_1 ($W_{elev}=20$ kN).	116
Figura 4.32 – Rappresentazione polare del martellamento ai vari piani con cabina ferma al livello 1, per il modello non lineare degli isolatori elastomerici AM_1 ($W_{elev}=20$ kN). ...	117
Figura 4.33 – Rappresentazione polare del martellamento delle 4 coppie di nodi al livello 2 con cabina al livello 1, per il modello non lineare degli isolatori elastomerici AM_1 ($W_{elev}=20$ kN).	118
Figura 4.34 – Andamenti temporali dello spostamento relativo tra struttura a base isolata (Sb) e vano ascensore (Es) in direzione y, soggetti al terremoto di Kobe, considerando il modello AM_1 per gli isolatori elastomerici, per cabina al livello 1 ($W_{elev}=20$ kN).	119

Figura 4.35 – Rappresentazione grafica del martellamento interno fra struttura isolata alla base (Sb) e vano ascensore (Es), soggetti al terremoto di Kobe, considerando il modello AM ₁ per gli isolatori elastomerici, per cabina al livello 1 ($W_{\text{elev}}=20$ kN).....	120
Figura 4.36 – Gap interno tra il vano ascensore e la struttura circostante.	122
Figura 4.37 – Schemi di accoppiamento tra vano ascensore (Es) e struttura circostante (Sb).	122
Figura 4.38 – Valori massimi e medi di spostamento relativo lungo la direzione x, per diverse tipologie di collegamento (Caso B).	124
Figura 4.39 – Valori massimi e medi di spostamento relativo lungo la direzione y, per diverse tipologie di collegamento (Caso B).	125
Figura 4.40 – Valori medi del drift del vano ascensore ai vari piani, per diverse tipologie di collegamento (Caso B).	126
Figura 4.41 – Valori medi dell’accelerazione assoluta del vano ascensore ai vari piani, per diverse tipologie di collegamento (Caso B).	127
Figura 4.42 – Valori medi delle forze scambiate al livello dei collegamenti, per diverse tipologie di collegamento (Caso B).	128
Figura 4.43 – Valori massimi di spostamento relativo ai vari piani, per diverse tipologie di collegamento all’ultimo piano (Caso A) o a tutti i piani (Caso B).	129
Figura 4.44 – Valori massimi e medi dello spostamento relativo per i nodi dell’ultimo livello, per MDL.A (Caso A) e MDL.B (Caso B).	131
Figura 4.45 – Valori massimi di accelerazione assoluta (a,b) e drift (c,d) del vano ascensore ai vari piani, per diverse tipologie di collegamento all’ultimo piano (Caso A) o a tutti i piani (Caso B).	132
Figura 4.46 – Valori massimi e medi dell’accelerazione del vano ascensore all’ultimo livello, per MDL.A (Caso A) e MDL.B (Caso B).	132

Figura 4.47 – Valori massimi e medi delle forze scambiate all’ultimo livello, per MDL.A (Caso A) e MDL.B (Caso B).	133
Figura 4.48 – Valori massimi e medi del drift di piano del vano ascensore all’ultimo livello, per MDL.A (Caso A) e MDL.B (Caso B).....	133
Figura 5.1 – Pianta del piano tipo.	138
Figura 5.2 – Sezione verticale (Piano X-Z).....	139
Figura 5.3 – Sezione verticale (Piano Y-Z).....	139
Figura 5.4 – Sezione trasversale del solaio misto c.a.-c.a.p.....	140
Figura 5.5 – Spettro di risposta in termini di accelerazione orizzontale.	142
Figura 5.6 – Aree d’influenza e coefficienti di continuità per i pilastri.	143
Figura 5.7 – Aree d’influenza per le travi oggetto del predimensionamento.....	145
Figura 5.8 – Edificio nella sua configurazione originale.	149
Figura 5.9 – Configurazioni a T dell’aggregato edilizio.....	150
Figura 5.10 – Configurazioni a C dell’aggregato edilizio.....	150
Figura 5.11 – Spettri di risposta elastici in accelerazione e spostamento orizzontali per la struttura isolata.....	152
Figura 5.12 – Andamento del coefficiente d’attrito ad alta velocità in funzione del carico verticale.....	154
Figura 5.13 – Pianta del livello di isolamento.....	154
Figura 5.14 – Esempio di terremoti non-acceleration pulse (NAP) (a) ed acceleration pulse (AP) (b).	159
Figura 5.15 – Confronto tra spettro elastico di progetto e spettro medio degli accelerogrammi scalati, in termini di accelerazione (a) e di spostamento (b), per terremoti near-fault (NF) non pulse-type (NP).....	163

Figura 5.16 – Confronto tra spettro elastico di progetto e spettro medio degli accelerogrammi scalati, in termini di accelerazione (a) e di spostamento (b), per terremoti near-fault (NF) acceleration pulse (AP).....	163
Figura 5.17 – Confronto tra spettro elastico di progetto e spettro medio degli accelerogrammi scalati, in termini di accelerazione (a) e di spostamento (b), per terremoti near-fault (NF) non-acceleration pulse (NAP).....	164
Figura 5.18 – Variabilità del coefficiente d’attrito: con la velocità (a); con il carico assiale (b).....	165
Figura 5.19 – Variabilità del coefficiente d’attrito: con il primo distacco e l’inversione del moto (a); con il calore sviluppato all’interfaccia di scorrimento (b).....	166
Figura 5.20 – Rappresentazione grafica della variabilità del coefficiente d’attrito in funzione di velocità e carico assiale secondo la (3.84).	167
Figura 5.21 – Valori medi del drift di piano per la struttura a base fissa, al variare della configurazione in pianta, per terremoti no pulse-type (a), acceleration pulse (b) e non-acceleration pulse (c).	168
Figura 5.22 – Valori medi della torsione massima di piano per la struttura a base fissa, al variare della configurazione in pianta, per terremoti no pulse-type (a), acceleration pulse (b) e non-acceleration pulse (c).....	169
Figura 5.23 – Valori medi della torsione residue di piano per la struttura a base fissa, al variare della configurazione in pianta, per terremoti no pulse-type (a), acceleration pulse (b) e non-acceleration pulse (c).....	170
Figura 5.24 – Valori medi del drift di piano per la struttura a base isolata, al variare della configurazione in pianta, per terremoti NP (a,b), AP (c,d) e NAP (e,f), per il modello FP1 (a,c,e) e FP2 (b,d,f).	173

Figura 5.25 – Valori medi della torsione massima di piano per la struttura a base isolata, al variare della configurazione in pianta, per terremoti NP (a,b), AP (c,d) e NAP (e,f), per il modello FP1 (a,c,e) e FP2 (b,d,f).	174
Figura 5.26 – Valori medi della torsione residua di piano per la struttura a base isolata, al variare della configurazione in pianta, per terremoti NP (a,b), AP (c,d) e NAP (e,f), per il modello FP1 (a,c,e) e FP2 (b,d,f).	176
Figura 5.27 – Valori dello spostamento nel due direzioni principali nel caso del terremoto Imperial Valley (California, USA) del 1979 (NP), per i nodi monitorati, per i livelli d’isolamento e sommitale, per i due modelli meccanici FP1 ed FP2.....	179
Figura 5.28 – Valori dello spostamento nel due direzioni principali nel caso del terremoto di Denali (Alaska, USA) del 2002 (AP), per i nodi monitorati, per i livelli d’isolamento e sommitale, per i due modelli meccanici FP1 ed FP2.	181
Figura 5.29 – Valori dello spostamento nel due direzioni principali nel caso del terremoto di Kobe (Giappone) del 1995 non-acceleration pulse (NAP), per i nodi monitorati, per i livelli d’isolamento e sommitale, per i due modelli meccanici FP1 ed FP2.	182
Figura 5.30 – Configurazioni a T dell’aggregato edilizio.	183
Figura 5.31 – Configurazioni a C dell’aggregato edilizio.	183
Figura 5.32 – Movimento reciproco dei due edifici per configurazioni a T, al livello d’isolamento.	184
Figura 5.33 – Movimento reciproco dei due edifici per configurazioni a T, al livello del tetto.	184
Figura 5.34 – Movimento reciproco dei due edifici per configurazioni a C, al livello d’isolamento.	185
Figura 5.35 – Movimento reciproco dei due edifici per configurazioni a C, al livello del tetto.	185

Figura 5.36 – Valori medi dello spostamento relativo tra i due edifici, al variare della configurazione in pianta, per il modello FP1, per terremoti no pulse-type (a), acceleration pulse (b) e non-acceleration pulse (c). 187

Figura 5.37 – Valori medi dello spostamento relativo tra i due edifici, al variare della configurazione in pianta, per il modello FP2, per terremoti no pulse-type (a), acceleration pulse (b) e non-acceleration pulse (c). 188

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 3.1 – Proprietà degli isolatori elastomerici in scala (unità in mm e MPa).	57
Tabella 4.1 – Geometria della sezione trasversale del solaio latero-cementizio (dimensioni in cm).	79
Tabella 4.2 – Carichi permanenti strutturali, non strutturali e variabili (unità in kN/m ²). ..	81
Tabella 4.3 – Parametri indipendenti per la determinazione delle azioni sismiche di progetto.	81
Tabella 4.4 – Parametri dipendenti per la determinazione delle azioni sismiche di progetto.	82
Tabella 4.5 – Proprietà geometriche e meccaniche degli HDRBs a $\gamma_s=1.0$ (unità in kN, mm e s)	85
Tabella 4.6 – Proprietà geometriche e meccaniche degli LFSBs (unità in kN, mm e s) ..	85
Tabella 4.7 – Proprietà dinamiche del vano ascensore	91
Tabella 4.8 – Proprietà principali dei modelli strutturali del vano ascensore (Es) e della struttura circostante (Sb).	94
Tabella 4.9 – Principali proprietà dei dispositivi di connessione (unità in kN, m e s).....	97
Tabella 4.10 – Principali proprietà dei dispositivi ECDL (unità in mm).	101
Tabella 4.11 – Principali proprietà delle molle elicoidali (unità in mm).	102
Tabella 4.12 – Principali dati dei terremoti near-fault (NF) selezionati (PEER, 2014). ..	106
Tabella 4.13 – Principali proprietà dei dispositivi di connessione (unità in kN, m e s)..	121
Tabella 4.14 – Valore medio della corsa utile e spazio disponibile per la progettazione degli MDL (unità in cm).	134
Tabella 5.1 – Eccentricità fra baricentro delle masse e baricentro delle rigidzze (unità in cm).	139

Tabella 5.2 – Geometria della sezione trasversale del solaio misto c.a.-c.a.p. (dimensioni in cm).	140
Tabella 5.3 – Carichi permanenti strutturali, non strutturali e variabili (unità in kN/m ²).	141
Tabella 5.4 – Sezioni di predimensionamento dei pilastri (unità in cm).....	144
Tabella 5.5 – Sezioni di predimensionamento delle travi (unità in cm).....	146
Tabella 5.6 – Sezioni definitive dei pilastri (unità in cm).	148
Tabella 5.7 – Sezioni definitive delle travi (unità in cm).	148
Tabella 5.8 – Parametri indipendenti per la determinazione delle azioni sismiche di progetto.	152
Tabella 5.9 – Parametri dipendenti per la determinazione delle azioni sismiche di progetto.	153
Tabella 5.10 – Parametri di progetto del sistema di isolamento (unità in m, cm, s e %).	155
Tabella 5.11 – Parametri di progetto del sistema di isolamento (unità in kN, kN/m e %).	157
Tabella 5.12 – Principali informazioni per i terremoti near-fault (NF) non pulse-type (NP).	160
Tabella 5.13 – Dati sulla classificazione e sulla scalatura dei terremoti near-fault (NF) non pulse-type (NP).	160
Tabella 5.14 – Principali informazioni per i terremoti near-fault (NF) acceleration pulse (AP).	161
Tabella 5.15 – Dati sulla classificazione e sulla scalatura dei terremoti near-fault (NF) acceleration pulse (AP).	161
Tabella 5.16 – Principali dati per i terremoti near-fault (NF) non-acceleration pulse (NAP).	162

Tabella 5.17 – Dati sulla classificazione e sulla scalatura dei terremoti near-fault (NF) non-acceleration pulse (NAP).	162
Tabella 5.18 – Valore dei parametri per il modello avanzato (FP2) degli isolatori a scorrimento.....	165
Tabella A.1 – Dettagli geometrici delle sezioni dei pilastri del primo livello (unità in cm, cm ² e mm).	196
Tabella A.2 – Dettagli geometrici delle sezioni dei pilastri del secondo livello (unità in cm, cm ² e mm).	197
Tabella A.3 – Dettagli geometrici delle sezioni dei pilastri dell’attico (unità in cm, cm ² e mm).	199
Tabella A.4 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi del livello seminterrato (unità in cm, cm ² e mm).	200
Tabella A.5 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi del primo livello (unità in cm, cm ² e mm).	205
Tabella A.6 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi del secondo livello (unità in cm, cm ² e mm).	210
Tabella A.7 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi dell’attico (unità in cm, cm ² e mm).	215
Tabella A.8 – Duttilità delle sezioni dei pilastri del primo livello.	217
Tabella A.9 – Duttilità delle sezioni dei pilastri del secondo livello.	219
Tabella A.10 – Duttilità delle sezioni dei pilastri dell’attico.	221
Tabella A.11 – Duttilità delle sezioni delle travi del livello seminterrato.	221
Tabella A.12 – Duttilità delle sezioni delle travi del primo livello.	227
Tabella A.13 – Duttilità delle sezioni delle travi del secondo livello.	232
Tabella A.14 – Duttilità delle sezioni delle travi dell’attico.	237

Tabella B.1 – Dettagli geometrici delle sezioni dei pilastri a tutti i livelli (unità in cm, cm ² e mm).	240
Tabella B.2 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi del Livello 1 (unità in cm, cm ² e mm).	244
Tabella B.3 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi del Livello 2 (unità in cm, cm ² e mm).	248
Tabella B.4 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi del Livello 3 (unità in cm, cm ² e mm).	252
Tabella B.5 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi del Livello 4 (unità in cm, cm ² e mm).	257
Tabella B.6 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi del Livello 5 (unità in cm, cm ² e mm).	261

1. INTRODUZIONE

Il comportamento sismico di un edificio è influenzato da numerosi fattori strutturali e non, e la sua corretta previsione risulta molto più complicata quando l'edificio si trova ad interagire con altri ad esso adiacenti. Questa problematica è più accentuata soprattutto in ambito urbano dove, a causa del forte addensamento, edifici con diverse configurazioni in pianta ed in elevazione possono venire a contatto. In questi casi si presenta il fenomeno del cosiddetto martellamento strutturale. Esso si verifica quando edifici adiacenti collidono fra loro durante eventi sismici poiché la distanza che li divide è limitata ed insufficiente a consentire che gli edifici possano subire spostamenti senza interagire. È utile distinguere fra il martellamento "esterno" e quello "interno": il primo riguarda edifici adiacenti e si caratterizza per la presenza di strutture distinte e separate che occupano due aree diverse in pianta; il secondo riguarda, invece, edifici separati fra loro ma uno all'interno dell'altro in pianta (un esempio è rappresentato da un vano ascensore con struttura a base fissa interno ad un edificio a base isolata e separato da quest'ultimo da un giunto sismico).

1.1 STATO DELL'ARTE

Numerosi sono gli esempi di forte danneggiamento ed addirittura collasso strutturale avvenuti durante diversi eventi sismici a causa di fenomeni di martellamento. Il terremoto di Città del Messico (1985), assieme ai terremoti di Loma Prieta del 1989 (California, USA) e di Darfield del 2010 (Nuova Zelanda), ne sono palesi dimostrazioni. Infatti, durante le ricognizioni post-sisma, una buona parte dei collassi registrati e dei forti danni provocati dal sisma sono stati attribuiti a fenomeni di martellamento tra edifici contigui, molto diversi fra loro per tipologia strutturale e per dimensioni geometriche in elevazione.

Dello studio sperimentale e numerico del martellamento strutturale si sono occupati diversi autori, con l'obiettivo di indagare da un lato le forze che si sviluppano durante l'impatto, dall'altro la distanza minima che deve essere garantita per evitare che gli edifici coinvolti martellino. Analizzando l'effetto del martellamento sulla risposta strutturale, è emerso che esso provoca, in ogni caso, un aggravio delle sollecitazioni taglianti ai vari livelli, con un conseguente aumento della probabilità di collassi di tipo fragile. Inoltre, l'aumento delle accelerazioni di piano è causa di un incremento nel danneggiamento degli elementi non strutturali. Ad incidere molto su questi parametri è anche e soprattutto la configurazione degli edifici considerati, con particolare riferimento all'altezza ed all'eventuale martellamento tra impalcato e colonna (nel caso di strutture intelaiate in c.a.). Particolare attenzione è stata posta al martellamento tra strutture a base isolata e le pareti di contenimento perimetrali. Anche in questo caso, si ha un forte incremento del danneggiamento degli elementi strutturali e non strutturali.

In letteratura è possibile trovare alcuni lavori relativi al corretto dimensionamento della distanza di separazione fra edifici adiacenti. Ciò che emerge è che le caratteristiche geometriche in pianta ed in elevazione, la regolarità strutturale e la tipologia di terremoto sono fattori determinanti nella corretta definizione del *gap* fra edifici adiacenti. È da segnalare, inoltre, che in vari casi le indicazioni delle più moderne normative internazionali sono, in alcuni casi, inadeguate a prevenire il martellamento fra edifici contigui.

I metodi ritenuti validi a mitigare e/o eliminare il fenomeno del martellamento sono, in sintesi, tre: i) prevedere un adeguato *gap* fra gli edifici adiacenti; ii) collegare i due edifici a livello dei piani mediante dispositivi di varia natura; iii) utilizzare bumper o shock absorber al fine di rendere le possibili zone di contatto più flessibili e ridurre l'entità delle forze d'impatto.

Le prime due strategie sono, certamente, le migliori dal punto di vista della praticità e dell'efficienza, sebbene non siano presenti molte indicazioni sui criteri di dimensionamento e sulla scelta dei dispositivi da utilizzare per il collegamento al livello dei piani.

1.2 MOTIVAZIONE ED OBIETTIVI DELLA RICERCA

La letteratura presente in materia riguarda, per la quasi totalità, il caso di martellamento esterno fra strutture adiacenti a base fissa. Il caso di possibile martellamento fra strutture a base isolata e pareti di contenimento è trattato da alcuni autori sia numericamente che, in pochi casi, sperimentalmente. Allo stato attuale ed a conoscenza dell'autore, nessuna ricerca è presente sul martellamento interno tra strutture a base fissa ed isolata.

Gli aspetti originali della ricerca condotta possono essere sinteticamente riassunti come di seguito:

- analisi del fenomeno del martellamento interno fra strutture a base fissa ed isolata mediante isolatori elastomerici (HDRB);
- mitigazione e/o eliminazione del rischio di martellamento interno mediante connessione fra le due strutture al livello dei piani grazie a dispositivi dissipativi ad induzione elettromagnetica (MDL, *magnetic damped link*);
- analisi del fenomeno del martellamento esterno fra strutture a base fissa ed isolata, tenendo conto degli incrementi di spostamento associati agli effetti torsionali che possono presentarsi nel caso di isolatori a superficie di scorrimento curva (CSSB).

Per quanto riguarda il primo aspetto, un edificio intelaiato in calcestruzzo armato, situato nella città di Augusta (provincia di Siracusa) e progettato secondo la normativa italiana NTC08 (2008), è stato utilizzato come struttura test. Esso è adibito ad uso commerciale e si sviluppa su quattro livelli, tre dei quali fuori terra. La struttura è isolata al livello del piano stradale (in testa ai pilastri del piano interrato), mediante un sistema ibrido costituito da isolatori elastomerici (HDRB) ed a scorrimento a superficie piana (LFSB). All'interno della pianta dell'edificio è presente un vano ascensore metallico posto in posizione asimmetrica rispetto all'asse longitudinale. La configurazione originale prevede la connessione rigida di quest'ultimo alla struttura circostante; il vano ascensore è isolato alla base in modo da poter seguire liberamente i movimenti della struttura. Al fine di studiare il problema dell'eventuale martellamento interno fra le due strutture, è proposta una configurazione strutturale alternativa, in cui il vano ascensore metallico è progettato a base fissa e separato dalla struttura circostante da un *gap* definito secondo le normative italiana NTC18 (2018) ed europea EC8 (2004).

Il secondo aspetto originale della ricerca condotta è relativo al collegamento fra i due edifici, proposto come misura di mitigazione e/o eliminazione del rischio di martellamento interno. Allo scopo sono utilizzati dispositivi dissipativi passivi ad induzione elettromagnetica (MDL, *magnetic damped link*), nuovi nel campo sismico, e preferibili ai

convenzionali per dimensioni, facilità di installazione, manutenzione e per i livelli contenuti di forze trasmesse. A tal fine, viene proposta una procedura di dimensionamento del sistema di connessione a tutti i livelli, con conseguente definizione di una procedura di ottimizzazione geometrica dei singoli dispositivi dissipativi MDL. L'influenza del comportamento degli isolatori elastomerici (HDRB), al variare della complessità e completezza di modellazione, viene indagata con riferimento ai diversi parametri che ne influenzano la risposta sismica non lineare (spostamento laterale e carico assiale). L'angolo d'incidenza dell'azione sismica, al fine di considerare gli effetti di direttività dei terremoti *near-fault* impiegati, è considerato variabile nel range 0° - 360° .

Il terzo aspetto originale del lavoro riguarda l'analisi del martellamento esterno fra strutture in c.a. a base fissa ed isolata mediante isolatori a scorrimento a superficie curva (CSSB), nel caso di strutture irregolari in pianta. In particolare, la struttura test è costituita da un edificio intelaiato in c.a. a base fissa, che si sviluppa su 5 livelli. È un edificio residenziale situato nella città de L'Aquila (AQ) progettato secondo le prescrizioni del D.M. 16 gennaio 1996. La forma ad L della pianta si presta, infatti, molto bene allo studio ed all'analisi di eventuale martellamento esterno nel caso di edifici adiacenti. L'adeguamento sismico dell'edificio in questione, mediante isolatori a scorrimento posti alla base dei pilastri del piano terra, ha consentito di analizzare il martellamento esterno nel caso di edifici adiacenti a base fissa ed isolata. I possibili incrementi di spostamento associati agli effetti torsionali che possono generarsi al livello d'isolamento sono considerati nella valutazione dello spostamento relativo fra gli edifici, con riferimento a diverse configurazioni in pianta. L'influenza della variabilità del coefficiente d'attrito sulla risposta sismica non lineare degli isolatori a scorrimento (CSSB) e, di conseguenza, sulla risposta strutturale in termini di spostamento relativi fra gli edifici, è stata analizzata mediante l'utilizzo di due diverse modellazioni degli isolatori: i) semplificata, in cui il coefficiente d'attrito rimane costante durante le analisi; ii) avanzata, nella quale il coefficiente d'attrito varia durante l'analisi in funzione del carico assiale, della velocità di scorrimento, della temperatura all'interfaccia di scorrimento e delle fasi di primo distacco ed inversione del moto. Tre tipologie di terremoti *near-fault*, opportunamente ruotati nella direzione di massimo impulso (se presente), sono state analizzate, con riferimento all'eventuale impulsività nelle storie temporali di velocità e/o accelerazione.

1.3 ORGANIZZAZIONE DEI CONTENUTI

I contenuti sono organizzati in sei capitoli, partendo dalla descrizione dello stato dell'arte fino ai risultati numerici relativi ai due casi studio analizzati, riportati negli ultimi due capitoli.

Il Capitolo 2 è dedicato alla descrizione del fenomeno del martellamento tra edifici e/o parti di essi, considerando lo stato dell'arte da diversi punti di vista. Innanzitutto vengono riportate alcune esperienze derivanti da eventi sismici passati, analizzando l'influenza del martellamento sul danneggiamento strutturale. Successivamente sono descritte, in modo più specifico, le modalità con cui il martellamento può avvenire facendo riferimento alle diverse configurazioni in pianta ed in elevazione di edifici adiacenti. Si considera il caso di edifici a base fissa separati ed eventualmente collegati o equipaggiati mediante dispositivi

che riducono gli effetti negativi del martellamento. Stessa trattazione è riservata alle strutture a base isolata che, a causa della loro elevata deformabilità orizzontale, possono dar vita più frequentemente a martellamento. L'ultima parte del primo capitolo è riservata alla descrizione delle principali prescrizioni normative nazionali ed internazionali in materia di martellamento strutturale.

Nel Capitolo 3 viene descritta la modellazione meccanica e numerica dei sistemi di isolamento e dissipazione, oltre che degli elementi in c.a. Nella prima parte viene descritta, in modo sintetico, la modellazione lineare e non lineare degli elementi strutturali. Sono, infatti, elencate le ipotesi relative al comportamento meccanico di travi e pilastri, assieme alle rigidità elastiche ed alla procedura di definizione del dominio elastico della pressoflessione deviata delle sezioni in c.a.. È, in aggiunta, commentata la procedura di ottenimento della risposta in campo plastico degli elementi strutturali in c.a. La seconda parte viene dedicata alle basi teoriche relative agli isolatori elastomerici (HDRB), definendone le principali grandezze geometriche e meccaniche. Sono, successivamente, descritti i principali modelli meccanici presenti in letteratura, riservando particolare attenzione alle principali fonti di non linearità. A tal proposito, vengono definiti ed analizzati quattro diversi modelli meccanici, a complessità crescente, discutendone la taratura sulla base di prove sperimentali e numeriche. La terza parte è riservata alla descrizione delle basi teoriche, delle principali grandezze geometriche e meccaniche ed alla modellazione degli isolatori a scorrimento a superficie curva (CSSB). Sono descritti i fenomeni che ne influenzano maggiormente la risposta, illustrando i due modelli meccanici utilizzati nelle analisi. L'ultima parte del capitolo è dedicata alla descrizione delle basi teoriche, alla fase di modellazione e di dimensionamento dei dispositivi di collegamento proposti (MDL, *magnetic damped link*). Viene proposta una procedura di ottimizzazione geometrica e funzionale dei dispositivi, sia dal punto di vista del dissipatore a correnti parassite (ECDL) che dal punto di vista della molla elicoidale di richiamo.

Il Capitolo 4 è interamente dedicato alla descrizione della struttura test relativa al Caso Studio N.1, utilizzata per lo studio del martellamento interno. Nella prima parte del capitolo sono riportati i dati e le procedure di progettazione della struttura in c.a., del sistema d'isolamento ibrido e del vano ascensore nella configurazione alternativa analizzata. La seconda parte, invece, ha lo scopo di illustrare il sistema di connessione tra le due strutture al livello dei piani, con riferimento alla geometria ed alla procedura di dimensionamento, anche dal punto di vista del singolo dispositivo. L'ultima parte riassume i risultati numerici ottenuti dallo studio del Caso Studio N.1, in termini di risposta strutturale degli elementi in c.a. e di entità del martellamento interno. Viene, a questo proposito, descritta la risposta sismica non lineare dell'edificio esistente in c.a., dapprima nella configurazione in cui il vano ascensore è solidale alla struttura in c.a. ed isolato alla base. Successivamente, riguardo alla soluzione strutturale in cui la struttura metallica del vano ascensore è a base fissa e separata dall'edificio circostante, è stata valutata l'entità del martellamento interno al variare di numerosi parametri fra i quali: i) l'angolo d'incidenza dell'azione sismica; ii) il modello meccanico degli isolatori elastomerici (HDRB); iii) il peso e la posizione in elevazione della cabina dell'ascensore; iv) la distanza minima del giunto calcolata secondo NTC18 (2018) ed EC8 (2004). Infine, è stato analizzato il collegamento fra le due strutture come misura di mitigazione e/o eliminazione del martellamento, con particolare riguardo

all'impiego dei dispositivi dissipativi proposti (MDL) ed alla loro effettiva realizzazione pratica.

Il Capitolo 5 è riservato alla descrizione della struttura test relativa al Caso Studio N.2, impiegata per lo studio del martellamento esterno. La prima parte del capitolo è dedicata alla descrizione della struttura test dal punto di vista geometrico e strutturale, riportando i dati e la procedura di progetto. In questa parte sono anche descritte le diverse configurazioni dell'aggregato edilizio che sono indagate ai fini del martellamento esterno. La procedura di adeguamento sismico tramite isolatori a scorrimento è descritta nella seconda parte del capitolo.

Nella terza parte vengono, infine, riportati i risultati numerici relativi al martellamento esterno, riguardo alla risposta sismica non lineare dell'edificio in c.a. N.2. La campagna di analisi numeriche ha consentito di studiare l'entità dello spostamento relativo tra due edifici adiacenti, tenendo conto dell'eventuale torsione di piano e considerando vari parametri fra i quali: i) la configurazione in pianta degli edifici in termini di posizione reciproca; ii) il modello meccanico assunto per gli isolatori a scorrimento (CSSB), considerandone uno semplificato ed uno avanzato; iii) la tipologia di terremoto, con riferimento ad eventi sismici *near-fault* non impulsivi (NP), *acceleration pulse* (AP) e *non-acceleration pulse* (NAP).

2. MARTELLAMENTO STRUTTURALE

2.1 PREMESSA

Questo capitolo è dedicato alla descrizione del fenomeno del martellamento fra edifici e/o parti di essi. La prima parte del capitolo è dedicata alla descrizione di alcune delle esperienze derivanti da eventi sismici passati (tra i quali sono annoverati i terremoti di Loma Prieta 1989 in California, ed il terremoto di Darfield 2010 in Nuova Zelanda). I danni gravi ed i crolli provocati da queste calamità sono da attribuire in buona parte proprio al martellamento fra edifici contigui. Questo è provocato dalla presenza di insufficienti spazio libero o giunti di adeguata dimensione fra strutture adiacenti. I centri cittadini, dalle piccole città alle grandi metropoli, sono caratterizzati dalla presenza di aggregati edilizi in cui gli spazi liberi sono molto angusti o addirittura assenti. Inoltre, i diversi edifici hanno, nella stragrande maggioranza dei casi, altezze e dimensioni molto diverse fra loro (oltre alla tipologia strutturale).

La seconda parte del capitolo illustra, con maggiore attenzione, le modalità con le quali il martellamento può avvenire facendo riferimento alle diverse configurazioni in pianta ed in elevazione che caratterizzano gli edifici tra loro adiacenti. Viene, dunque, descritto il fenomeno del martellamento fra edifici a base fissa separati ed eventualmente collegati o equipaggiati di dispositivi che ne riducano gli effetti. La stessa descrizione viene fatta per le strutture a base isolata che, per via della loro alta deformabilità orizzontale, possono dar vita, molto più spesso, a martellamento.

Infine, vengono riportate alcune delle principali prescrizioni relative a normative nazionali ed internazionali.

2.2 ESPERIENZE DA EVENTI SISMICI PASSATI

Il martellamento strutturale si ha quando edifici adiacenti collidono fra loro durante eventi sismici. Esso avviene quando la distanza fra edifici contigui è limitata ed insufficiente a permettere lo spostamento relativo fra di essi.

È utile distinguere fra il martellamento “esterno” e quello “interno”; nello specifico il primo riguarda gli edifici adiacenti rispetto ad una o a due direzioni (le due strutture sono distinte e separate occupando due aree diverse in pianta); il martellamento “interno” riguarda, invece, edifici separati fra loro ma uno all’interno dell’altro in pianta (un esempio è rappresentato da un vano ascensore con struttura propria interno ad un edificio e separato da quest’ultimo).

Il patrimonio edilizio esistente nelle diverse città del pianeta è costituito da edifici di diverse epoche, realizzati in vari modi e caratterizzati da diverse tipologie strutturali. Proprio questo, assieme all’assenza o all’inadeguatezza delle normative che si sono susseguite nel tempo, ha portato ad aggregati edilizi di diverso genere e geometria. Infatti, numerosi edifici presenti negli agglomerati urbani sono separati da spazi esigui o addirittura risultano a contatto (Figura 2.1). Inoltre, la stragrande maggioranza di essi è caratterizzata

da altezze e, in generale, geometria diverse, con la conseguente forte differenza in termini di comportamento dinamico (Figura 2.2).



Figura 2.1 – Edifici in muratura adiacenti di diversa altezza.

Nelle condizioni descritte è molto facile e probabile che fenomeni di martellamento si manifestino ed a tal riguardo sono numerosi gli esempi da eventi sismici passati. Uno di questi è relativo al terremoto di Città del Messico del 1985 (Bertero 1986).



Figura 2.2 – Edifici in c.a. adiacenti di diversa altezza.

Nella fase di ricognizione post-sisma, l'analisi dei danni e dei crolli avvenuti in quasi tutta la città ha evidenziato la presenza di martellamento.

In particolare, Bertero (1986) ha messo in evidenza due importanti aspetti da tenere in considerazione:

- le configurazioni strutturali influenzano molto i danni dovuti al martellamento; infatti, impatti fra impalcati e colonne e la presenza di travi di collegamento fra edifici provocano un aumento degli effetti del martellamento;
- molte rotture locali, collassi parziali o totali sono stati provocati da impatti fra edifici adiacenti (Figura 2.3).

In occasione del terremoto di Loma Prieta del 1989 (California, USA) i danni ed i crolli registrati nella baia di San Francisco furono numerosi (Figura 2.4).



Figura 2.3 – Danni e crolli provocati dal terremoto di Città del Messico del 1985.



Figura 2.4 – Danni provocati dal terremoto di Loma Prieta del 1989 (California, USA).

Kasai e Maison (1997) hanno realizzato una campagna d'indagine relativa alle conseguenze di questo terremoto evidenziando le seguenti conclusioni:

- fenomeni di martellamento sono stati registrati fra numerosi edifici su una vasta area urbana; la maggiore concentrazione si è registrata in corrispondenza dell'area più densamente popolata in cui la distanza fra gli edifici è esigua o nulla;
- gli edifici realizzati in epoca più recente sono stati interessati in minor misura da fenomeni di martellamento; ciò può essere dovuto alla maggiore attenzione

prestata alle distanze fra edifici grazie all'applicazione di normative più complete da questo punto di vista;

- i fenomeni di martellamento sono più evidenti quando edifici irregolari in pianta sono adiacenti, a causa della rotazione torsionale subita dagli impalcati;
- le aree caratterizzate dalla presenza di sottosuolo più soffice hanno mostrato maggiore incidenza di martellamento a causa della maggiore amplificazione stratigrafica e dell'insorgenza di fenomeni di *rocking* che hanno interessato strutture adiacenti.

Più recente è il terremoto avvenuto a Darfield (Nuova Zelanda), in prossimità della capitale Christchurch nel 2010. Anche in questa occasione è stata realizzata una campagna d'indagine relative alle conseguenze del sisma per il centro cittadino (Cole et al. 2010a). Gli autori evidenziano come diversi edifici abbiano sofferto fenomeni di martellamento che, in alcuni casi, hanno provocati danni ingenti. I danni maggiori, ad ogni modo, sono stati registrati nel caso di edifici in muratura adiacenti di diversa altezza ed a contatto fra loro.

Il terremoto di Christchurch (Nuova Zelanda) del febbraio del 2011 ha provocato molti più danni del precedente (Darfield). Cole et al. (2012) hanno evidenziato che, nonostante molto spesso il martellamento sia considerato un effetto secondario, ha provocato seri danni, ed in alcuni casi collassi parziali e globali, a numerosi edifici oggetto di indagine (Figura 2.5). Hanno, inoltre, raccomandato di modificare adeguatamente le prescrizioni di normativa relative al calcolo della distanza minima fra edifici adiacenti.

Durante il terremoto di San Fernando (California, USA) del 1971, le interazioni strutturali fra l'edificio principale dell'*Olive View Hospital* ed una delle sue torri indipendenti ospitanti le scale hanno provocato danni sostanziali e la rotazione permanente del vano scale stesso (Bertero e Collins 1973).



Figura 2.5 – Danni e crolli provocati dal terremoto di Christchurch del 2011.

Numerosi altri esempi di danni, da lievi ad ingenti fino a collasso parziale e/o totale, relativi ad eventi sismici che si sono succeduti in tutto il globo non sono stati riportati per motivi di brevità.

Da quanto finora esposto, si comprende come la sicurezza strutturale non dipenda solo dalle caratteristiche del singolo edificio ma la configurazione dell'eventuale aggregato edilizio giochi un ruolo fondamentale.

2.3 MARTELLAMENTO TRA STRUTTURE ADIACENTI

La stragrande maggioranza del patrimonio edilizio esistente si trova in zone urbane densamente popolate. Questi ultimi sono stati realizzati in diverse epoche e proprio a causa di ciò differiscono fra loro per:

- materiali e tecnologie costruttive;
- tipologia strutturale;
- altezze e geometria in generale.

Come precisato nel paragrafo precedente, numerosi centri urbani su tutto il globo sono caratterizzati da una forte densità edilizia.

È proprio la forte densità edilizia, unita alla variabilità delle epoche di costruzione e delle normative rispettate, che provoca un notevole aumento del rischio di martellamento tra edifici contigui (Bertero 1986, Jeng e Tzeng 2000).

Una delle problematiche più delicate da affrontare quando si vogliono studiare gli effetti del martellamento è quella relativa alla modellazione dell'impatto. Ovviamente è necessario modellare in modo opportuno le forze d'impatto che nascono quando due edifici o due parti di essi collidono. Numerosi modelli di impatto sono presenti in letteratura, basati su forze d'impatto con rigidità lineare (Maison e Kasai 1990) e non lineare (Jing e Young 1991) e con o senza dissipazione di energia (Jankowski 2005). È da aggiungere che la risposta non lineare delle strutture coinvolte è poco sensibile alla rigidità dell'elemento che simula l'impatto, mentre la risposta in accelerazione è fortemente influenzata da quest'ultimo parametro (Anagnostopoulos 1988, Maison e Kasai 1992), portando ad una perdita di accuratezza del modello dinamico assunto. La viscosità assegnata all'elemento che simula l'impatto ha lo scopo di quantificare l'energia dissipata nell'urto, al variare dei materiali a contatto (Anagnostopoulos 1988).

Benché l'analisi approfondita di questi modelli esuli dallo scopo del presente lavoro di tesi, è d'uopo precisare che le forze d'impatto, che siano modellate in modo lineare o non lineare, dipendono dalla massa dei corpi a contatto, dalla rigidità dei materiali che si urtano e dai materiali stessi da cui dipende l'entità della dissipazione dovuta a plasticizzazione (Guo et al., 2012).

2.3.1 STRUTTURE A BASE FISSA

Numerosi autori si sono dedicati alla modellazione ed al successivo studio degli effetti che il martellamento può produrre su edifici adiacenti a base fissa.

Anagnostopoulos (1988) descrive uno studio parametrico riguardo il martellamento fra più edifici a schiera adiacenti. Le analisi dinamiche non lineari effettuate hanno messo in luce il fatto che le due strutture più esterne subiscono un'amplificazione della risposta in termini di spostamento e sollecitazioni; le strutture interne alla schiera di edifici hanno, invece, una riduzione dello spostamento subito. Ciò è, ad ogni modo, fortemente dipendente dall'input sismico e dalla lunghezza dei giunti di separazione fra gli edifici.

Il lavoro di Anagnostopoulos e Spiliopoulos (1992) investiga la risposta di edifici adiacenti soggetti a martellamento. Quest'ultimo è causa di forti aumenti di sollecitazione

in entrambe le strutture coinvolte; questo effetto subisce una forte amplificazione tanto più grande è la differenza in termini di masse, rigidezze ed altezze fra i due edifici.

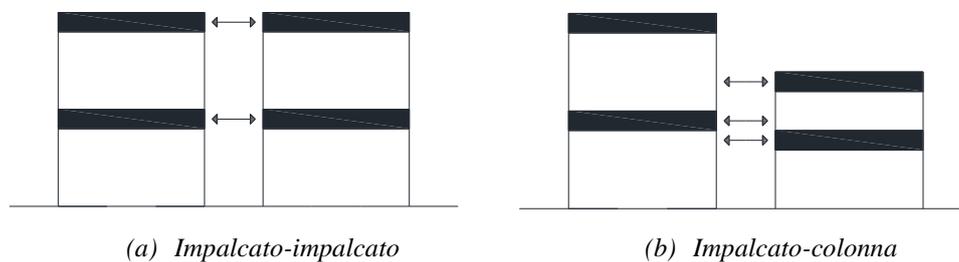


Figura 2.6 – Configurazioni di martellamento fra edifici adiacenti.

Il lavoro di Cole et al. (2010b) verte sull'analisi dello stato dell'arte in materia di martellamento fra edifici contigui con l'obiettivo di identificare e categorizzare gli scenari e le configurazioni strutturali più vulnerabile a questo tipo di fenomeno ed alle sue nefaste conseguenze. Due delle principali categorie sono rappresentate: i) dalle strutture adiacenti aventi stessa altezza (anche a livello dei singoli impalcati) come mostrato in Figura 2.6a; ii) dalle strutture con altezza diversa (anche a livello dei singoli impalcati) come mostrato in Figura 2.6b. Nel secondo caso l'impatto avviene fra impalcato e colonna provocando ben più gravi danni rispetto al primo caso in cui il contatto è al livello dei due impalcati dei due edifici. Nella loro analisi Cole et al. (2010b) arrivano a definire ulteriori categorie di edifici molto vulnerabili al martellamento strutturale ed ai suoi effetti (Figura 2.7).

La Figura 2.7a è relativa alla configurazione in cui i due edifici adiacenti hanno altezze totali nettamente diverse. In questo caso, la collisione fra un edificio alto ed uno basso cambia il comportamento dinamico dell'edificio più alto. L'impalcato dell'edificio alto al quale avviene l'impatto risulta vincolato, mentre il resto dell'edificio è libero di oscillare e deformarsi. Ciò provoca un incremento delle sollecitazioni per l'edificio alto ed una maggiore richiesta di duttilità negli impalcati superiori.

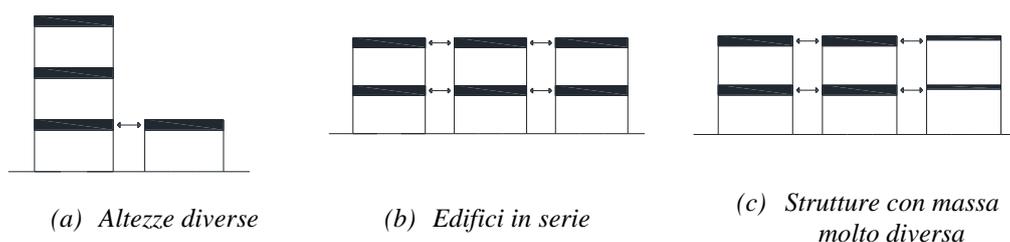


Figura 2.7 – Ulteriori configurazioni di martellamento fra edifici adiacenti.

La Figura 2.7b descrive il caso di edifici simili per geometria e per caratteristiche dinamiche disposti in serie. In questo caso gli edifici alle due estremità della schiera subiscono i maggiori danni dovuti al martellamento (in accordo con Anagnostopoulos 1988). La Figura 2.7c si riferisce, invece, al caso in cui i due edifici abbiano masse notevolmente diverse. In questa situazione il trasferimento di energia dall'edificio più pesante a quello più leggero, causa, in quest'ultimo, un aumento degli spostamenti e delle sollecitazioni portando, in taluni casi, al collasso.

Il lavoro di Karayannis e Favvata (2005) conferma quanto evidenziato da Cole et al. (2010b) per edifici alti in calcestruzzo armato; la duttilità richiesta ai pilastri aumenta notevolmente in presenza di martellamento fra strutture con impalcati non allineati.

Il contenuto dei lavori finora descritti è relativo all'analisi del fenomeno nel piano. Sono state, infatti, analizzate solamente configurazioni 2D. Esse, per quanto possano mettere in luce i principali aspetti legati al martellamento, trascurano intrinsecamente l'effetto di importanti fattori direttamente correlati al movimento spaziale che gli edifici subiscono durante un evento sismico. La presenza contemporanea delle due componenti orizzontali dell'azione sismica assieme alla risposta torsionale più o meno accentuata degli edifici coinvolti provoca effetti che una configurazione 2D non può tenere in considerazione. A tal riguardo Jankowski (2009, 2012) ha simulato, per mezzo di un software agli elementi finiti, il modello 3D dell'*Olive View Hospital* (San Fernando, California), e della torre contenente il vano scala adiacente all'edificio principale.

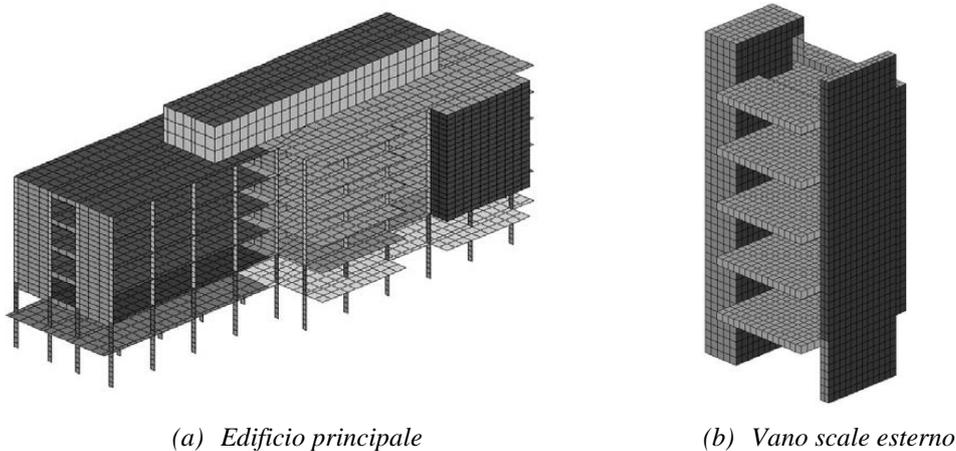


Figura 2.8 – Modello 3D dell'*Olive View Hospital* (Jankowski 2009).

Entrambi gli edifici sono a base fissa. L'edificio principale (Figura 2.8a) è costituito da telai ortogonali in c.a. ed ha una pianta pressoché rettangolare. La presenza di pareti strutturali solo agli ultimi 4 dei 6 livelli complessivi, fa sì che i primi due livelli siano molto meno rigidi dei superiori concentrando nei pilastri la grande richiesta di duttilità. Il vano scale esterno alla struttura principale è anch'esso realizzato in calcestruzzo armato e gli elementi resistenti sono costituiti da pareti strutturali (Figura 2.8b). La dimensione del giunto tecnico è pari a 10.16 cm (Jankowski 2009, 2012), e la posizione reciproca dei due edifici è illustrata in Figura 2.9..

La risposta nella direzione longitudinale è stata analizzata facendo riferimento al caso di strutture adiacenti (quindi soggette al possibile martellamento), ed al caso di strutture distanziate in modo che non ci sia martellamento.

È risultato evidente che la risposta del vano scale (struttura più leggera) è fortemente influenzata dagli impatti reciproci, mentre il corpo principale (struttura più pesante) non risulta influenzato globalmente dal martellamento reciproco. Le stesse considerazioni possono essere tratte per quanto accade nella direzione trasversale. Jankowski (2009, 2012) evidenzia, in ogni caso, come la risposta torsionale delle due strutture influenzi in modo

importante l'entità degli impatti e, di conseguenza, le forze trasmesse che provocano ingenti danni locali e globali (collasso parziale e/o *rocking*) sul vano scale esterno.

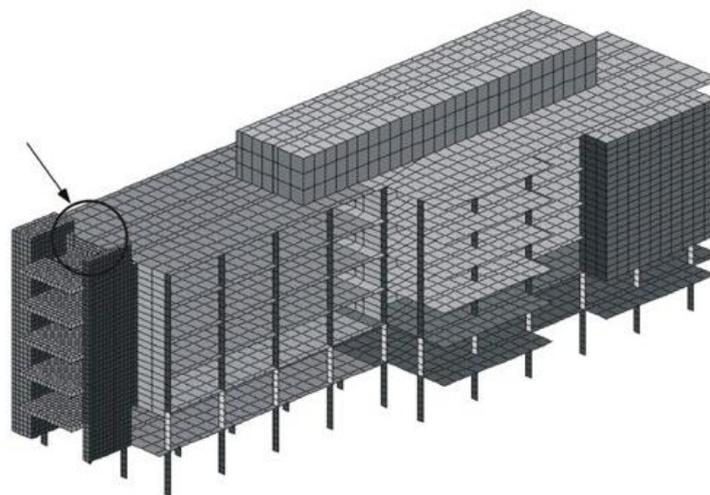


Figura 2.9 – Modello 3D dell'Olive View Hospital: strutture adiacenti (Jankowski 2009).

Efraimiadou et al. (2013) analizzano gli effetti di diverse configurazioni strutturali sulle collisioni fra edifici adiacenti in c.a. a base fissa. In particolare, due edifici a 5 ed 8 piani, regolari o che rastremano in elevazione, vengono combinati al fine di produrre diverse configurazioni di possibile martellamento (Figura 2.10). In rosso sono indicati i punti di possibile contatto fra gli edifici e, come si può notare, alcuni di questi sono relativi a contatti tra impalcato e colonna. Quest'ultima modalità di possibile contatto è riconosciuta come la più pericolosa da Anagnostopoulos (1996), in quanto capace di provocare rotture fragili a taglio delle colonne interessate dall'impatto e rotture localizzate nei nodi strutturali interessati.

Gli edifici in questione sono progettati nel rispetto delle prescrizioni dagli Eurocodici (EC1 2002, EC2 2004, EC8 2004), considerando le tipiche modalità costruttive per edifici residenziali in c.a. Gli autori hanno esaminato l'influenza del martellamento su parametri di risposta strutturali come il *drift* di piano, la massima accelerazione orizzontale di piano, il massimo spostamento orizzontale, la domanda di duttilità degli elementi strutturali ed i taglianti di piano.

Il *drift* di piano è strettamente correlato al danneggiamento strutturale e, nel caso specifico, risulta leggermente maggiore nei casi in cui le due strutture sono adiacenti e c'è martellamento. Quando le strutture sono considerate separate i valori del *drift* di piano sono inferiori a quelli registrati nel caso di martellamento. Le stesse considerazioni sono fatte per il *drift* residuo che è indice del danneggiamento strutturale residuo degli edifici.

Molti dei componenti non strutturali presenti in un edificio sono sensibili all'accelerazione di piano. Anche nell'analisi di questo parametro di risposta strutturale, i risultati ottenuti da Efraimiadou et al. (2013) indicano che il martellamento causa più elevati valori di accelerazione orizzontale di piano, provocando maggiori danni agli elementi non strutturali.

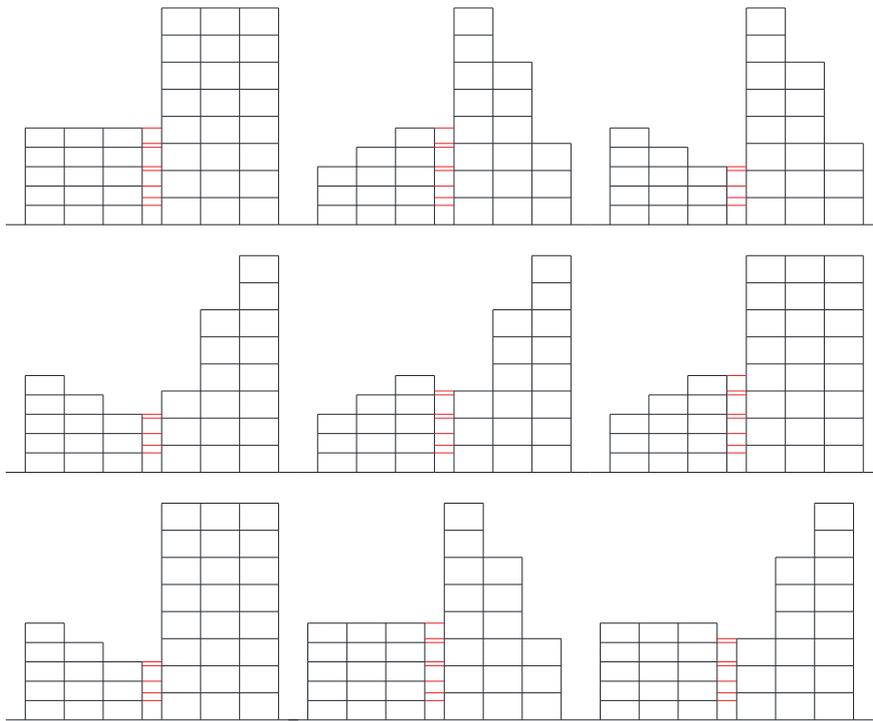


Figura 2.10 – Diverse configurazioni di possibile martellamento tra edifici in c.a. a base fissa (Efraimiadou et al. 2013).

Lo studio del massimo spostamento orizzontale ha condotto gli autori ad evidenziare un aumento abbastanza elevato di questa grandezza nel caso di martellamento strutturale, per tutte le configurazioni descritte in Figura 2.10.

La domanda di duttilità delle travi e dei pilastri risulta aumentata nel caso di strutture adiacenti in presenza di martellamento e, fortemente influenzata dalla configurazione dei due edifici. Inoltre, l'aumento dei taglianti di piano causato dal martellamento e l'incremento delle forze di taglio nelle sezioni d'impatto fra colonne ed impalcato, causano la crisi prematura a taglio dei pilastri coinvolti con il conseguente collasso globale.

Polycarpou et al. (2014) analizzano, tramite l'utilizzo di un codice di calcolo da loro sviluppato per il martellamento 3D tra edifici, l'influenza delle irregolarità in pianta ed in elevazione sul martellamento tra edifici contigui dal punto di vista spaziale, considerando anche la torsione di piano che spesso condiziona in modo determinante l'entità del martellamento.

Nel lavoro degli autori (Polycarpou et al. 2014), considerare l'effettivo comportamento spaziale delle strutture adiacenti durante l'evento sismico risulta di fondamentale importanza nell'individuazione dei punti di contatto effettivi e dell'entità delle forze d'impatto.

Queste ultime, infatti, possono avere anche componente tangenziale, oltre che normale agli impalcati (Figura 2.11a), proprio in virtù della possibile torsione di piano (Figura 2.11b) molto accentuata in edifici irregolari in pianta (soprattutto dovute all'eccentricità tra

baricentro delle masse e delle rigidezze). I risultati ottenuti dagli autori hanno messo in luce la complessità nell'analisi del problema del martellamento spaziale e nel calcolo delle forze d'impatto, evidenziando ancora una volta gli effetti negativi che questo fenomeno provoca sulla performance degli elementi strutturali e non (Polycarpou et al. 2014).

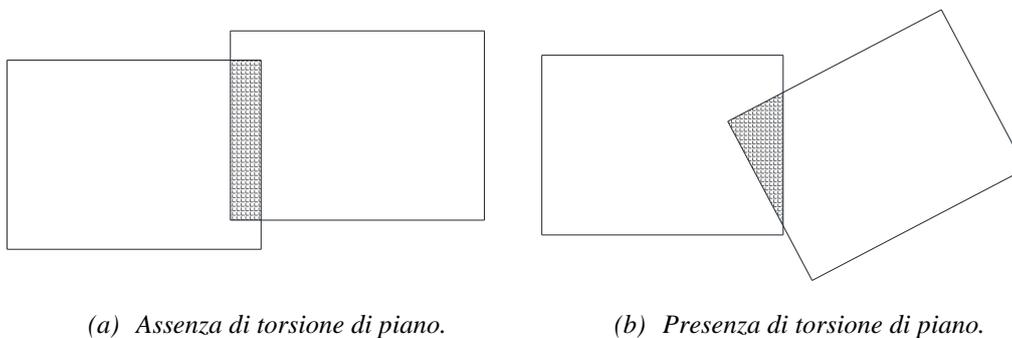


Figura 2.11 – Geometria di due diversi casi di comportamento spaziale: assenza di torsione di piano (a); presenza di torsione di piano (b).

Alcuni autori si sono dedicati allo studio di metodi analitici per la previsione del rischio di martellamento al variare della distanza fra le strutture adiacenti (Favvata 2017), e di metodi per la previsione delle forze d'impatto in funzione dell'eccitazione sismica (Jankowski 2006). In particolare, Jankowski (2006) propone l'idea di uno spettro di risposta delle forze d'impatto tra due strutture adiacenti separate da un giunto inadeguato a permettere il loro moto libero da interferenze. Le analisi sono state condotte modellando ognuna delle due strutture come un sistema ad 1 grado di libertà (SDOF), caratterizzato, dunque, dalle proprie caratteristiche dinamiche (massa, rigidezza e smorzamento). I casi di comportamento elastico ed inelastico sono stati considerati al variare delle distanze di separazione fra le due strutture. Questo tipo di approccio, benché utilizzato per il caso di strutture a base fissa, può essere applicato anche per strutture a base isolata, in virtù del fatto che ogni struttura è modellata come un sistema ad 1 grado di libertà (SDOF). I risultati ottenuti da Jankowski (2006) mettono in luce la scelta della dimensione del giunto, assieme alle proprietà dinamiche dei due sistemi, influenza in modo notevole l'entità delle forze d'impatto e la loro frequenza durante l'evento sismico.

Favvata (2017) analizza la correlazione esistente fra la performance strutturale, in termini di *drift* di piano e richiesta di duttilità, di due edifici adiacenti in c.a. a base fissa di 8 e 3 piani rispettivamente, e la minima distanza di separazione necessaria ad evitare gli impatti fra gli edifici per diversi stati limite. I risultati mostrano che al crescere dell'intensità del sisma considerato cresce la domanda in termini di performance strutturale (*drift* di piano e duttilità), con particolare riguardo alle premature crisi a taglio dei nodi e delle colonne interessate dagli impatti. Oltre a questo, è utile aggiungere che particolare cura deve essere posta al corretto dimensionamento della distanza di separazione atta ad evitare il martellamento.

2.3.2 STRUTTURE A BASE ISOLATA

Le tecniche di isolamento sismico riducono i carichi sismici nella sovrastruttura grazie al disaccoppiamento tra moto del suolo e della struttura. Ciò, però, aumenta la richiesta di spostamento orizzontale del sistema di isolamento. Sono indubbi i benefici in termini di sicurezza ed economicità di costruzione per la sovrastruttura, ma aumentano di molto i rischi di collisioni con edifici adiacenti.

Il martellamento può essere amplificato da terremoti del tipo *near-fault* (Pant e Wijeyewickrema 2013), per i quali si possono avere notevoli valori dello spostamento (Mazza 2017; Mazza 2018b).

Le strutture a base isolata per le quali è presente rischio di martellamento possono essere di nuova costruzione ma anche esistenti. Nel primo caso l'intero edificio è stato progettato tenendo conto del sistema d'isolamento ed in genere, in questa situazione, il martellamento avviene fra l'edificio stesso ed i muri di contenimento realizzati ad una distanza almeno pari allo spostamento massimo di progetto del sistema d'isolamento. Quando, invece, il sistema d'isolamento è realizzato a posteriori per adeguare sismicamente un edificio esistente, il martellamento può avvenire con le strutture a base fissa circostanti, la cui distanza dall'edificio isolato è di solito molto inferiore allo spostamento di progetto del sistema d'isolamento.

Il martellamento strutturale in edifici isolati alla base può nascere sia al livello di isolamento che ai livelli superiori se la struttura non è sufficientemente separata dagli edifici adiacenti. Il martellamento al livello di isolamento tra la struttura ed i muri di contenimento ed i suoi effetti negativi sulla sovrastruttura sono confermati da evidenze sperimentali (Masroor e Mosqueda 2012). Infatti, i risultati sperimentali indicano che le forze generate durante gli impatti possono indurre plasticizzazioni nella sovrastruttura ed amplificare la risposta in termini di accelerazione a tutti i livelli. L'aumento di accelerazione ad ogni livello incrementa il danneggiamento degli elementi non strutturali presenti (tamponature, impianti, ecc.). Va segnalato che gli effetti degli impatti e la loro violenza dipendono fortemente dalla scelta del *gap* previsto tra edificio e muri di contenimento.

Il martellamento tra edificio a base isolata e muri di contenimento è stato investigato analiticamente da Malhotra (1997), Matsagar e Jangid (2003) e Komodromos et al. (2007). Anche in questi lavori gli autori mettono in evidenza i danneggiamenti strutturali subiti dalla struttura al livello d'isolamento ed agli altri livelli. Ciò è dovuto, anche in questi casi, ad un aumento delle sollecitazioni a tutti i livelli ed all'incremento delle accelerazioni di piano che causano danni agli elementi non strutturali. In particolare, nel lavoro di Komodromos et al. (2007) è stata condotta un'analisi parametrica allo scopo di studiare l'influenza che la flessibilità del sistema d'isolamento, la distanza di separazione e le caratteristiche del terremoto giocano sul martellamento tra un edificio isolato alla base e le pareti di contenimento circostanti (Figura 2.12a).

I risultati dell'analisi parametrica evidenziano che l'efficacia del sistema d'isolamento è fortemente influenzata dal martellamento con le pareti di contenimento. L'amplificazione del massimo *drift* di piano è più pronunciata ai piani alti; ciò è giustificato dal fatto che i modi di vibrare a più alta frequenza sono eccitati in caso di martellamento. Il contrario

accade con le accelerazioni di piano, per le quali si ha la maggiore amplificazione ai piani più bassi. Un ruolo fondamentale è giocato dalle proprietà del sistema di isolamento che, a loro volta, influenzano il periodo d'isolamento e quindi i massimi valori di spostamento e velocità spettrali. All'aumentare del periodo d'isolamento, lo spostamento e la velocità spettrali aumentano e questo causa un incremento delle possibilità d'impatto con le pareti di contenimento ed un aumento delle rispettive forze d'impatto. Perciò, fornire eccessiva flessibilità al sistema d'isolamento per massimizzarne l'efficienza, può condurre alla realizzazione di edifici molto più vulnerabili al martellamento, soprattutto nel caso in cui ci si aspetta terremoti di tipo *near-fault* che possono provocare notevoli valori di spostamento (Mazza 2017; Mazza 2018b). Gli stessi autori (Komodromos et al. 2007) affermano che la risposta può essere significativamente più alta quando l'impatto si è su entrambi i lati dell'edificio, rispetto al caso in cui la parete di contenimento è presente da un solo lato. Specialmente per dimensioni non elevate del *gap* c'è il rischio del martellamento alternato dell'edificio in risonanza con l'eccitazione sismica.

L'edificio isolato alla base che ospita una caserma dei Vigili del Fuoco a Los Angeles (California, USA) ha subito fenomeni di martellamento con i muri di contenimento esterni durante il terremoto di Northridge del 1994. Nagarajaiah e Sun (2001), modellando la risposta strutturale dell'edificio considerando anche il martellamento, hanno evidenziato come, nonostante la performance globale dell'edificio risultasse soddisfacente, il martellamento abbia provocato incremento di sollecitazioni e *drift* di piano. Raccomandano, perciò, che questo fenomeno sia evitato quando possibile.

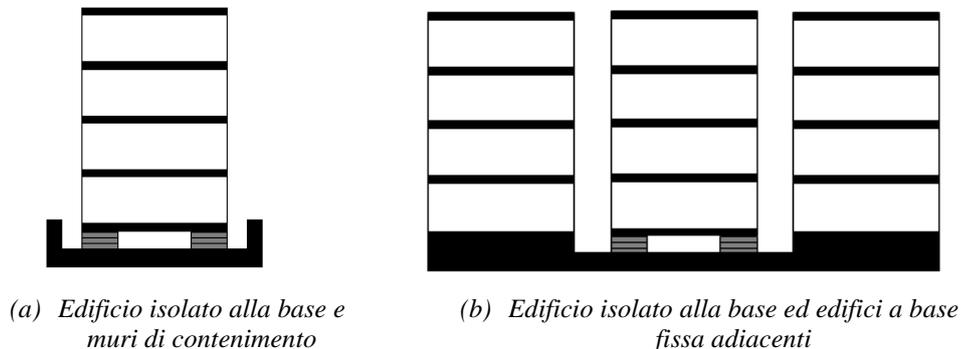


Figura 2.12 – Configurazioni di possibile martellamento per edifici a base isolata (Polycarpou e Komodromos 2010).

Polycarpou e Komodromos (2010), mediante simulazioni numeriche, hanno investigato gli effetti del potenziale martellamento a cui un tipico edificio a base isolata può essere soggetto. In particolare, due diverse configurazioni e situazioni sono state indagate; la prima considera l'edificio a base isolata circondato da muri di contenimento (Figura 2.12a), mentre la seconda vede l'edificio a base isolata adiacente ad altri due edifici a base fissa piuttosto vicini al primo (Figura 2.12b). I risultati ottenuti hanno evidenziato che gli impatti al livello del sistema d'isolamento e quelli ai livelli superiori sono notevolmente negativi per gli elementi strutturali dal momento che amplificano di molto l'accelerazione e lo spostamento di piano. L'analisi parametrica condotta ha messo in luce che, sebbene si disponga un *gap* adeguato fra l'edificio e i muri contenimento, non è detto

che l'impatto con gli eventuali edifici vicini possa essere evitato. Ciò è da ascrivere al fatto che anche gli edifici adiacenti, durante un intenso evento sismico, subiscono notevoli spostamenti ai livelli superiori; questi ultimi, in combinazione con quelli dell'edificio a base isolata, portano alla nascita di martellamento indesiderato ed imprevisto. Gli stessi autori indicano che gli effetti negativi del martellamento sono più pronunciati quando le strutture adiacenti all'edificio a base isolata sono in risonanza con la forzante sismica. È, dunque, necessario tenere in considerazione le caratteristiche degli edifici adiacenti per effettuare una stima opportuna della distanza da garantire affinché il martellamento possa essere evitato; è, infatti, inadeguato il solo criterio relativo allo spostamento di progetto del sistema di isolamento.

Barros et al. (2013) analizzano il comportamento meccanico e gli effetti del martellamento tra due edifici in c.a., uno isolato alla base ed uno adiacente a base fissa. I risultati delle analisi numeriche confermano che le più alte forze d'impatto compaiono ai piani più alti degli edifici considerati e che la struttura più danneggiata risulta quella a base fissa.

Mahmoud e Jankowski (2010) hanno analizzato numericamente il martellamento in due diverse situazioni: i) fra edificio a base isolata ed a base fissa; ii) fra due edifici a base isolata.

Nella prima delle due situazioni indagate la struttura a base isolata (più pesante e rigida a livello dei piani) ha mostrato spostamenti ed accelerazioni di piano non influenzati dagli impatti verificatisi. Comportamento opposto è stato riscontrato nella struttura a base fissa (più leggera e flessibile al livello dei piani); infatti, gli spostamenti e le accelerazioni di piano subite dall'edificio a base fissa sono negativamente influenzate dagli impatti reciproci.

I risultati dell'analisi parametrica condotta sul *gap* fra le strutture hanno evidenziato come, al diminuire del *gap* le forze d'impatto incrementino notevolmente provocando gravi danni a tutti i piani della struttura a base fissa ed al livello d'isolamento per quella a base isolata.

Nella seconda delle due situazioni indagate si evidenzia come la risposta strutturale di entrambi gli edifici sia fortemente influenzata dal martellamento. Per entrambe le strutture, infatti, gli spostamenti e le accelerazioni di piano crescono fino ad un certo valore del *gap*, decrescendo al crescere della distanza fra di esse. Le forze d'impatto subiscono un incremento al crescere del *gap* fino ad un valore oltre il quale si abbattano. Tutti i piani mostrano, in generale, lo stesso comportamento all'aumentare del *gap*. Le forze d'impatto, invece, sono molto variabili in funzione del livello indagato, crescendo notevolmente salendo dai piani più bassi a quelli più alti.

Pant e Wijeyewickrema (2012) hanno investigato l'influenza del martellamento indotto da sisma sulla risposta di un edificio in c.a. a base isolata a 4 piani (Figura 2.13) progettato secondo l'International Building Code (ICC 2012), l'ASCE 7-10 (ASCE 2010) e la ACI 318-11 (ACI 2011). Sono state condotte numerose analisi dinamiche non lineari 3D, impiegando 14 terremoti *near-fault* contenenti forti impulsi di velocità scalati considerando il massimo terremoto previsto secondo ASCE/SEI 7-10 (ASCE 2010) allo scopo di esplorare gli effetti del martellamento con le pareti contenimento alla base. I risultati ottenuti dagli autori mettono in evidenza diversi aspetti tra i quali si riportano:

- la variabilità delle proprietà meccaniche degli isolatori influenza molto il rischio di martellamento con le pareti di contenimento; in particolare, considerare un sistema d'isolamento più flessibile causa un aumento dell'entità e del numero di impatti con le pareti circostanti;
- il *drift* medio di piano, nel caso di martellamento, aumenta dalle 2 alle 4 volte rispetto al caso in cui c'è assenza d'impatto; un sistema d'isolamento più flessibile aumenta il *drift* di piano rispetto al caso in cui si ha isolatori più rigidi;
- il *drift* residuo medio di piano, nel caso di martellamento, aumenta di circa 10 volte e del doppio nel caso di isolatori più flessibili e meno flessibili rispettivamente;
- una scarsa influenza dagli impatti e dalle proprietà del sistema d'isolamento si nota per i taglianti ai piani in elevazione.

Risultati simili a quelli riportati e commentati finora sono illustrati nel lavoro di Ye et al. (2009). Anche in questo lavoro viene analizzata la risposta strutturale, in termini di *drift* ed accelerazione di piano, di un edificio in c.a. isolato alla base circondato da pareti di contenimento.

Gli autori evidenziano, a prescindere dal modello d'impatto impiegato, che il martellamento con le pareti di contenimento aumenta sensibilmente le accelerazioni di piano e i *drift* di piano ai vari livelli; da un lato, infatti, ciò provoca maggiori danni agli elementi non strutturali (come impianti, attrezzature, tamponature), dall'altro aumenta il danneggiamento degli elementi strutturali (travi e pilastri), amplificando la risposta dei modi di vibrazione a più alta frequenza eccitati dagli impatti.

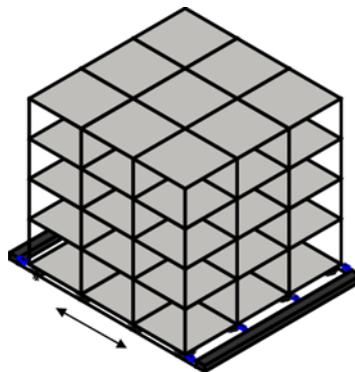


Figura 2.13 – Modello 3D dell'edificio isolato alla base (Pant e Wijeyewickrema 2012).

2.4 METODOLOGIE PER LA MITIGAZIONE DEL MARTELLAMENTO

In letteratura sono presenti numerose proposte per la mitigazione del martellamento strutturale tra edifici adiacenti.

La soluzione più semplice è quella di prevedere un giunto o una distanza fra gli edifici coinvolti che annulli il rischio di martellamento strutturale. Le prescrizioni normative relative a questo vengono discusse nel § 2.4.1.

Le altre soluzioni descritte in letteratura consistono nel realizzare un collegamento fra le strutture adiacenti mediante *link* di diverso genere (elastici, viscosi, visco-elastici o rigidi), e nella predisposizione di cuscinetti smorzanti sulle parti che possono venire a contatto durante il moto degli edifici adiacenti.

A questo proposito, varie tipologie di collegamento possono essere impiegate per mitigare gli effetti del martellamento strutturale. Una di queste consiste nell'impiego di *link* elastici, viscosi e/o visco-elastici.

Il collegamento può avvenire in corrispondenza dell'ultimo livello (Figura 2.14) o in corrispondenza di tutti i livelli (Figura 2.15).

2.4.1 SOLUZIONI CON GIUNTI SISMICI O DISTANZE ADEGUATE

La soluzione migliore dal punto di vista dell'efficacia e della semplicità realizzativa è, senza dubbio, l'opportuno dimensionamento della distanza fra edifici. È immediato comprendere come a dispetto della semplicità realizzativa sia molto arduo definire correttamente questa distanza tenendo conto di tutte le variabili e le incertezze caratteristiche del comportamento strutturale di due edifici adiacenti, in generale, diversi, soggetti a sisma.

Le normative di vari numerosi paesi prescrivono delle condizioni da rispettare e verificare per evitare fenomeni di martellamento fra edifici contigui. Di seguito sono riportate le prescrizioni relative ad alcune normative nazionali ed internazionali.

L'approccio normativo italiano (NTC18 2018) prevede che la distanza tra costruzioni contigue debba esser tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati allo SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita) calcolati per ciascuna costruzione; bisogna tener conto, dove necessario e significativo, dello spostamento relativo delle fondazioni delle due strutture adiacenti (2.1).

In ogni caso la distanza fra due punti delle costruzioni che si fronteggiano deve soddisfare la (2.2).

$$\delta_{\min} \geq \delta_{E1} + \delta_{E2} \quad (2.1)$$

$$\delta_{\min} \geq \frac{1}{100} \cdot \frac{2a_g S}{g} \quad (2.2)$$

Nell'espressione precedente a_g , S e g rappresentano, rispettivamente, l'accelerazione massima attesa al suolo, il coefficiente di amplificazione dell'azione sismica e l'accelerazione di gravità.

Nel caso in cui una od entrambe le costruzioni siano dotate di dispositivi di isolamento sismico il dimensionamento del giunto va calcolato in modo che gli spostamenti sismici possano essere liberi in tutte le direzioni; ciò implica che lo spostamento da considerare è quello di progetto del sistema di isolamento. Con riferimento a questa parte della normativa italiana (NTC18 2018) è da segnalare che è presente ambiguità riguardo allo stato limite rispetto al quale controllare il rispetto di queste prescrizioni; in particolare, la verifica su Δ_{min} va effettuata allo SLV ma, per una struttura isolata, lo spostamento di progetto è calcolato allo SLC (Stato Limite di Collasso). Resta, quindi, da chiarire questo aspetto controverso all'interno della normativa attuale.

L'Eurocodice 8 (EC8 2004) prevede, ovviamente, che strutture adiacenti siano adeguatamente protette dal martellamento indotto da eventi sismici. In particolare, esso prescrive che la distanza δ_{min} sia non minore della SRSS (*Square Root of the Sum of the Squares*) dei massimi spostamenti orizzontali dei due edifici al livello considerato (2.3).

$$\delta_{min} \geq \sqrt{\delta_{E1}^2 + \delta_{E2}^2} \quad se \quad H_{E1} \neq H_{E2} \quad (2.3)$$

$$\delta_{min} \geq 0.7 \sqrt{\delta_{E1}^2 + \delta_{E2}^2} \quad se \quad H_{E1} = H_{E2} \quad (2.4)$$

Se i due edifici hanno la stessa altezza la distanza δ_{min} può essere ridotta del 30% come riportato in (2.4). Gli spostamenti possono essere determinati impiegando analisi lineari o non lineari. Nel caso di analisi lineare, gli spostamenti indotti dall'azione sismica sono determinati mediante la (2.5)

$$\delta_{NL} = q \cdot \delta_L \quad (2.5)$$

nella quale δ_{NL} , δ_L e q rappresentano, rispettivamente, lo spostamento della struttura sotto l'azione sismica di progetto, lo spostamento calcolato mediante analisi lineare ed il fattore di comportamento. Il valore di δ_{NL} non può, comunque, superare lo spostamento derivante dallo spettro elastico di progetto mentre, δ_L deve tener conto degli eventuali effetti torsionali dovuti all'azione sismica.

La normativa statunitense (ASCE/SEI 7-10 2010) prevede che tutte le porzioni della struttura siano progettate e realizzate in modo da reagire in modo unitario alle azioni sismiche, a meno che non siano adeguatamente separate per non venire a contatto. Il giunto di separazione deve essere dimensionato sulla base del massimo spostamento inelastico δ_M , che deve tener conto degli spostamenti orizzontali e torsionali della struttura nei punti critici. Esso può essere determinato utilizzando l'espressione seguente (2.6):

$$\delta_M = \frac{C_d \delta_{max}}{I_e} \quad (2.6)$$

dove δ_{max} rappresenta il massimo spostamento elastico, mentre C_d e I_e sono, rispettivamente, il fattore di amplificazione dello spostamento (simile al fattore di comportamento q) ed il fattore d'importanza.

La distanza fra edifici adiacenti deve, quindi, essere dimensionata in modo che la (2.7) sia soddisfatta.

$$\delta_{min} \geq \sqrt{\delta_{M1}^2 + \delta_{M2}^2} \quad (2.7)$$

L'approccio normativo australiano (AS 1170.4 2007) è identico a quello neozelandese (NZS 1170.5 2004). Esse, infatti, prescrivono che ad ogni livello in elevazione, la distanza minima fra le strutture δ_{min} sia pari almeno alla somma degli spostamenti di progetto delle strutture considerate (2.3).

Se l'analisi svolta è di tipo lineare (statica o dinamica) lo spostamento di progetto per ognuna delle strutture considerate deve essere calcolato mediante la seguente espressione (2.8)

$$\delta_{NL} = \frac{(\mu - 1)}{S_p} \delta_L \quad (2.8)$$

nella quale δ_{NL} , δ_L , μ ed S_p rappresentano, rispettivamente, lo spostamento di progetto, lo spostamento elastico, la duttilità strutturale ed il fattore di performance strutturale.

Come si evince dalle prescrizioni normative riportato sopra, due tipi di approcci sono utilizzati per il corretto dimensionamento della distanza minima fra strutture adiacenti. Le formule descritte finora si possono, infatti categorizzare in:

- somma dei valori assoluti (ABS), impiegata dalle normative italiana (NTC18 2018), australiana (AS 1170.4 2007) e da quella neozelandese (NZS 1170.5 2004);
- radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS), impiegata dalle normative europea (EC8 2004) e statunitense (ASCE/SEI 7-10 2010).

2.4.2 SOLUZIONI CON COLLEGAMENTI NON DISSIPATIVI

L'utilizzo di *link* elastici (modellati come molle elastiche di rigidezza finita) è piuttosto semplice, soprattutto dal punto di vista computazionale (Jankowski e Mahmoud 2015). Questa soluzione ha effetti positivi se utilizzata fra strutture a base fissa. In questo caso, infatti, se la rigidezza dell'elemento di collegamento è sufficientemente elevata fa in modo che le strutture si muovano in fase riducendo gli spostamenti relativi fra di esse, ed evitando il martellamento. L'elevata rigidezza produce, però, elevate forze scambiate al livello dei collegamenti con il conseguente danneggiamento localizzato e l'eventuale aumento di richiesta in termini di duttilità degli elementi strutturali.

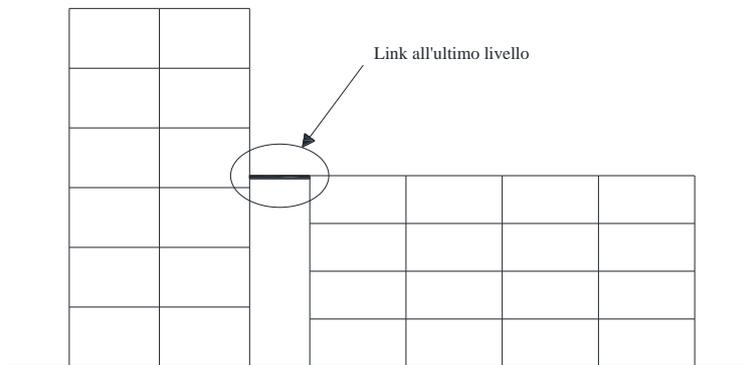


Figura 2.14 – Edifici collegati da link all'ultimo livello.

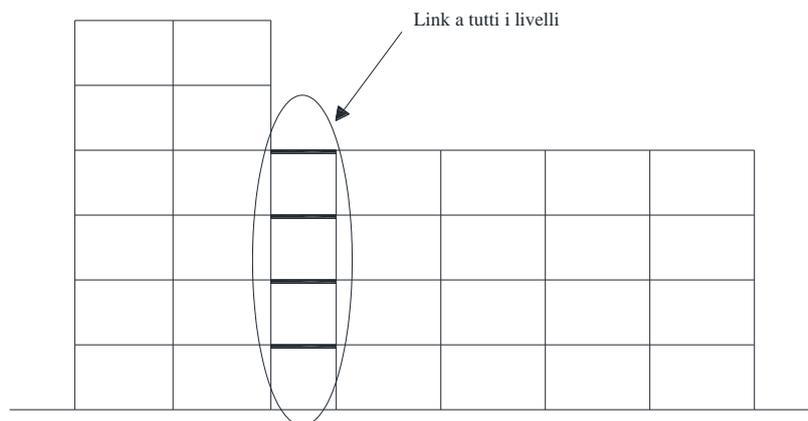


Figura 2.15 – Edifici collegati da link a tutti i livelli.

L'impiego di questo tipo di soluzione per il collegamento di strutture a base isolata ed a base fissa è sconsigliato poiché l'elevata rigidità della connessione porta la struttura a base fissa a subire gli elevati spostamenti a cui l'edificio isolato va incontro, con conseguenze disastrose dal punto di vista strutturale. A questo si somma l'impossibilità di dissipare energia né per isteresi né per viscosità, data la natura elastica del comportamento meccanico di questo tipo di dispositivi.

2.4.3 SOLUZIONI CON COLLEGAMENTI DISSIPATIVI

Il collegamento fra le strutture può essere realizzato anche utilizzando dei soli dispositivi viscosi (modellabili da una cella viscosa). Jankowski e Mahmoud (2015) analizzano il comportamento dinamico e la risposta in termini di spostamento relativo fra due edifici a base fissa collegati mediante questo tipo di dispositivi. Mettono in evidenza come la presenza dei dispositivi viscosi di collegamento sia benefica in termini di riduzione

dello spostamento relativo e quindi in termini di rischio di martellamento. I risultati ottenuti hanno evidenziato come all'aumentare dello smorzamento fornito dai dispositivi viscosi la risposta tenda a rimanere pressoché invariata non riportando, dunque, miglioramenti ulteriori in termini di spostamento relativo.

Una ulteriore tipologia di collegamento possibile è rappresentata da *link* visco-elastici che combinano la parte elastica dei primi e la parte viscosa dei secondi. Essi possono essere modellati da una molla elastica e da una cella viscosa in parallelo (modello Kelvin-Voigt) od in serie (modello di Maxwell). La loro efficacia nel ridurre i rischi legati al martellamento è confermata da quanto riportato in Jankowski e Mahmoud (2015).

I risultati ottenuti dagli autori mostrano una riduzione dello spostamento relativo fra le due strutture fortemente legato, però, alla scelta della rigidità dell'elemento di collegamento. Per tutti e tre i tipi di elementi di collegamenti descritti è, ad ogni modo, da segnalare che i benefici maggiori in termini di riduzione di spostamento sono relativi alla struttura più leggera e flessibile al livello dei piani. La struttura più pesante e rigida al livello dei piani mostra leggeri ma trascurabili effetti sulla riduzione dello spostamento a tutti i livelli.

Con riferimento all'utilizzo di dispositivi visco-elastici per il collegamento di strutture adiacenti e per la mitigazione del martellamento strutturale, è interessante l'analisi del lavoro di Licari et al. (2015). Gli autori, studiando il martellamento tra due edifici esistenti in c.a. di 6 piani realizzati negli anni '60 a Pordenone (Friuli-Venezia Giulia) (Figura 2.16), propongono l'utilizzo di dispositivi visco-elastici per la mitigazione del martellamento.



Figura 2.16 – Viste delle facciate principali degli edifici e dettaglio del giunto di separazione.

Le analisi condotte hanno evidenziato tre principali aspetti relativi alla risposta degli edifici separati:

- il giunto di separazione è di gran lunga insufficiente a garantire l'assenza di martellamento ai vari livelli (soli 2 cm a fronte di edifici alti 20.8 m);
- lo spostamento subito dagli impalcati di entrambi gli edifici aumenta se si tiene conto del martellamento e delle forze d'impatto piuttosto violente;
- il martellamento tra i due edifici provoca un aumento del tagliante di piano a tutti i livelli.

Il collegamento agli ultimi due livelli, realizzato mediante l'impiego di dispositivi visco-elastici, ha prodotto due effetti benefici per entrambe le strutture in questione:

- il numero di impatti è stato notevolmente abbattuto grazie alla riduzione dello spostamento relativo tra gli impalcati degli edifici;
- il tagliante di piano è stato notevolmente ridotto a tutti i livelli rispetto ai valori relativi al caso di strutture separate.

I dispositivi dissipativi possono essere classificati in funzione delle modalità di trasformazione dell'energia in ingresso e del principio di attivazione. Si possono, perciò, distinguere nelle seguenti due macrocategorie:

- dipendenti dallo spostamento, il cui funzionamento è funzione dello spostamento che subiscono (dissipatori ad attrito, dissipatori isteretici);
- dipendenti dalla velocità, il cui funzionamento è funzione della velocità (dissipatori viscosi, visco-elastici, dissipatori magnetici MDL).

2.4.3.1 DISSIPATORI DIPENDENTI DALLO SPOSTAMENTO

In questa categoria sono annoverati i dispositivi dissipativi che manifestano un comportamento isteretico stabile indipendente dalla velocità (dissipatori ad attrito, dissipatori isteretici per plasticizzazione di metalli). Il superamento di una soglia di sollecitazione applicata provoca l'attivazione del dispositivo e la conseguente dissipazione di energia.

I dispositivi ad attrito (Figura 2.17) basano il loro funzionamento sull'energia dissipata per attrito grazie allo scorrimento tra due superfici ad alto coefficiente d'attrito.

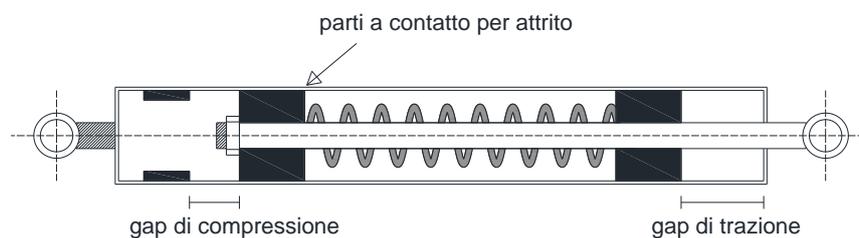


Figura 2.17 – Esempio di dispositivo ad attrito.

La natura dei materiali a contatto gioca un ruolo importante nella capacità dissipativa del dispositivo e nella stabilità all'aumentare del numero dei cicli di carico.

Il comportamento meccanico del dispositivo è indipendente dalla velocità di scorrimento, dalla temperatura e del numero dei cicli di carico, nonostante sia dubbia l'affidabilità della risposta col passare del tempo. Il comportamento meccanico è regolato dall'equazione (2.9), ed è modellabile come rigido-plastico.

$$F = \mu \cdot N \cdot \text{sign}(\dot{u}) \quad (2.9)$$

Il dispositivo è caratterizzato da una rigidità elastica infinita che lo costringe ad attivarsi solo nel momento in cui la forza applicata supera il valore della forza d'attrito (F_a), funzione del coefficiente d'attrito (μ) e del valore dello sforzo normale (N) dato dalla coppia di serraggio dei bulloni tra i piatti metallici che compongono il dissipatore.

L'assenza di elementi elastici di ricentraggio fa sì che questi dispositivi non ritornino nella posizione iniziale dopo essere stati attivati da un evento sismico.

La plasticizzazione di metalli è un fenomeno alla base del funzionamento dei dissipatori isteretici (anch'essi indipendenti dalla velocità).

Vari modelli meccanici possono essere impiegati per descrivere la risposta di questo tipo di dispositivi. I più semplici ed efficaci sono i legami elastico perfettamente plastico ed elastico incrudente.

I due legami appena menzionati sono sempre in grado di approssimare adeguatamente il comportamento reale dei dissipatori isteretici. I cicli isteretici, e di conseguenza l'energia dissipata dai dispositivi, non variano la loro forma al crescere del numero dei cicli e sono, dunque, indipendenti dalla velocità. Anche questi dispositivi presentano una soglia di attivazione che consente loro di rimanere inattivi per movimenti di piccola entità.

Le deformazioni plastiche che si accumulano, però, non permettono il ricentraggio al termine dell'evento sismico.

2.4.3.2 DISSIPATORI DIPENDENTI DALLA VELOCITA'

In questa categoria sono annoverati i dispositivi dissipativi che manifestano un comportamento meccanico dipendente dalla sola velocità o dalla velocità e dallo spostamento.

I dissipatori viscosi basano il loro funzionamento sull'impiego di fluidi altamente viscosi costretti a muoversi in speciali apparecchiature oleodinamiche. In particolare, queste ultime sono costituite da un cilindro idraulico nel quale scorre un pistone che lo divide in due camere (Figura 2.18). Ognuna delle camere è collegata ad un accumulatore idropneumatico a membrana (precaricato con gas inerte), e comunica con l'altra grazie alla presenza di due valvole.

Il funzionamento dei dissipatori visco-elastici si basa, invece, sulle proprietà meccaniche di un particolare fluido polimerico di composizione siliconica.

Per bassi valori di forza applicata la risposta è quasi rigida. Il volume del gas nella camera di accumulo si riduce in modo proporzionale alla pressione applicata e, quando la pressione raggiunge il valore di taratura della valvola di controllo, il liquido fluisce da una camera all'altra mantenendo costante la forza.

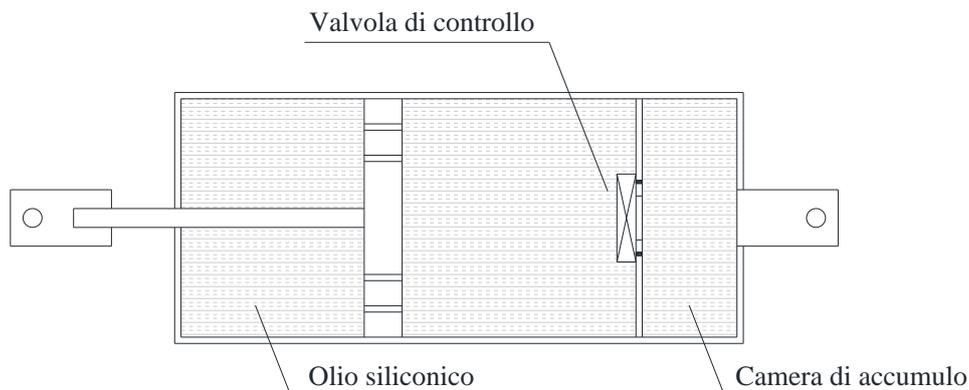


Figura 2.18 – Esempio di dissipatore viscoso oleodinamico.

La legge che esprime la risposta del dispositivo viscoso è la (2.10) che, come si può notare, dipende non linearmente dalla velocità tramite l'esponente β , e linearmente dal coefficiente di smorzamento C .

$$F = C \cdot |\dot{u}|^\beta \cdot \text{sign}(\dot{u}) \quad (2.10)$$

Quest'ultimo assume valori compresi tra 0 e 2 in funzione della forma e delle dimensioni degli orifizi (Mazzolani e Serino 1997). Il legame forza-velocità dato dalla (2.10) evidenzia come valori dell'esponente β maggiori di 1 diano vita ad incrementi di forza modesti, per basse velocità, e notevoli per alte velocità. Un comportamento opposto si ottiene con valori dell'esponente β inferiori ad 1. Nel caso limite di β pari ad 1 il comportamento è viscoso lineare con la velocità.

I dispositivi visco-elastici sono realizzati da strati di materiali polimerico alternati a piatti d'acciaio. In genere sono presenti uno o due strati di materiali elastomerico connessi a piastre metalliche esterne (Figura 2.19). Le capacità deformative a taglio degli strati di elastomero conferiscono al dispositivo la possibilità di dissipare energia sotto forma di calore riportandosi, al termine del ciclo di carico, nella configurazione indeformata.

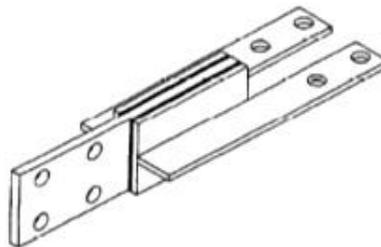


Figura 2.19 – Esempio di dissipatore visco-elastico.

I dissipatori visco-elastici possono essere modellati, in funzione anche della tecnologia realizzativa, in due diversi modi:

- alla Kelvin-Voigt, ossia come combinazione in parallelo di una molla elastica e di una cella viscosa (Figura 2.20b);
- alla Maxwell, ovvero come combinazione in serie di una molla elastica e di una cella viscosa (Figura 2.20a).

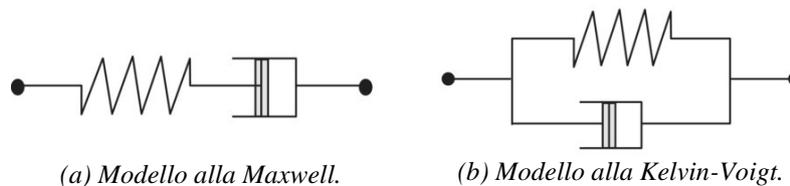


Figura 2.20 – Modelli reologici per dissipatori visco-elastici.

Un nuovo tipo di dissipatori visco-elastici, la cui modellazione e progettazione è sviluppata alla sezione § 3.4, sono gli MDL (*magnetic damped link*), costituiti da una molla elastica elicoidale e da un dissipatore viscoso magnetico (ECDL) in parallelo, che si muove all'interno della molla stessa. (Figura 2.21).

Esso è formato da un tubo cilindrico esterno (conduttore paramagnetico) all'interno del quale è libero di muoversi un array di anelli magnetici assialmente magnetizzati, separati da anelli di ferro (Ebrahimi et al. 2008). Il movimento relativo tra l'array interno di magneti ed il tubo conduttore esterno genera le correnti parassite all'interno del conduttore che, a loro volta, generano la forza viscosa che si oppone al moto.

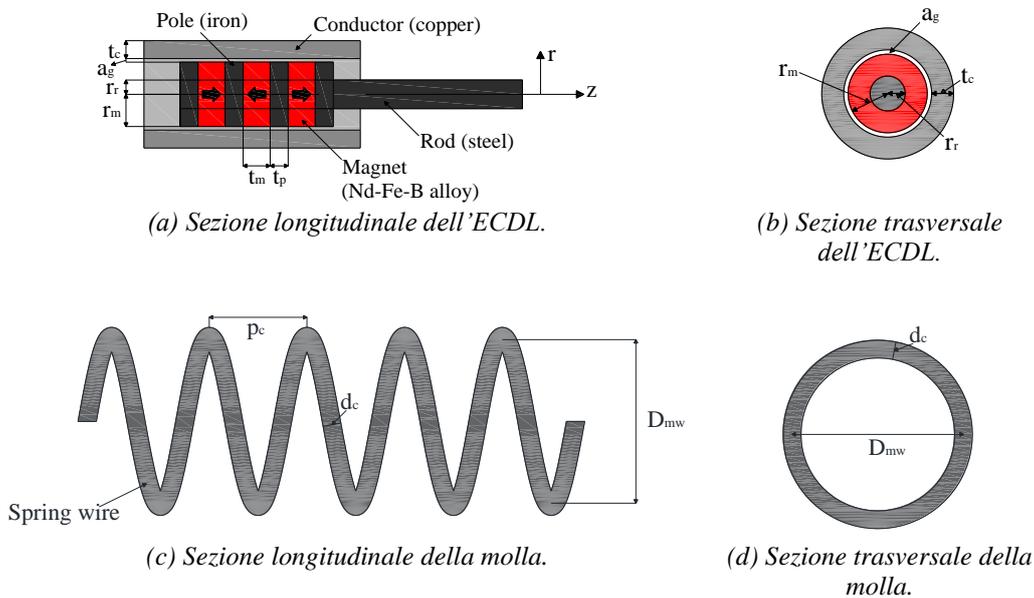


Figura 2.21 – Schema del dispositivo MDL (*magnetic damped link*), combinazione in parallelo di un dissipatore viscoso del tipo ECDL (*eddy current damped link*) e di una molla elastica elicoidale.

La facilità di progettazione e realizzazione della molla elicoidale, assieme alla semplicità e versatilità nel dimensionamento del dissipatore viscoso magnetico (ECDL), rendono questo particolare tipo di dissipatore visco-elastico piuttosto efficace ed efficiente nella riduzione degli spostamenti relativi tra strutture collegate, nella riduzione delle accelerazioni, del drift della struttura più debole fra le due collegate (Mazza e Labernarda, 2020), oltre a ridurre l'entità delle forze trasmesse i corrispondenza delle connessioni.

2.4.4 BUMPER E SHOCK ABSORBER

Una ulteriore tecnica di mitigazione del martellamento tra strutture adiacenti è rappresentata dall'utilizzo di *bumper* e *shock absorber* (dispositivi costituiti da materiali che dissipano energia durante gli urti). Con questa tecnica si cerca, quindi, di decrementare le forze d'impatto mediante dissipazione di energia nell'urto fra le parti strutturali

coinvolte. Essi sono di solito costituiti da gomme o altri materiali simili ed alcuni di essi sono dispositivi che si frantumano in occasione dell'impatto.

Polycarpou e Komodromos (2011) usano bumper in gomma per mitigare il martellamento fra un edificio isolato alla base ed i muri di contenimento circostanti. I risultati mostrano che l'impiego di tali dispositivi nei punti di potenziale contatto tra le strutture riduce l'entità delle forze d'impatto ed allunga la durata dello stesso, diminuendo i picchi di accelerazione di piano indotti da quest'ultimo. Gli autori hanno, però, evidenziato che non sempre questo tipo di dispositivi riduce gli effetti del martellamento. Nel caso di *gap* abbastanza grandi, l'aggiunta dei bumper provoca una riduzione del *gap* stesso portando al martellamento che senza questi ultimi era assente. È chiaro, invece, che il loro utilizzo produce effetti benefici quando le dimensioni dei giunti di separazione sono esigue.

Takabatake et al. (2014) e Khatiwada et al. (2015) propongono di inserire materiali che assorbono energia in corrispondenza delle parti potenzialmente soggette a martellamento fra due strutture adiacenti. I risultati sperimentali e numerici confermano la bontà della soluzione proposta in termini di spostamenti ed accelerazioni di piano.

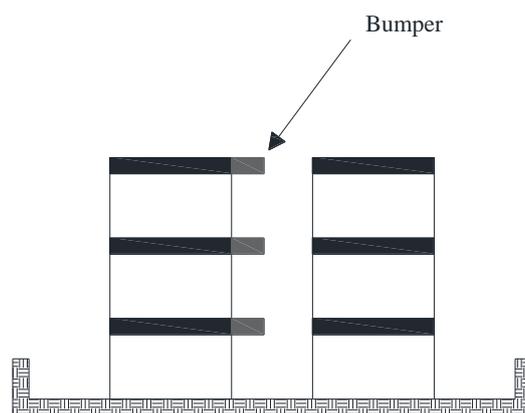


Figura 2.22 – Edifici provvisti di bumper per la mitigazione del martellamento.

Jankowski e Mahmoud (2015) hanno analizzato il caso di due strutture a tre piani a base fissa adiacenti (Figura 2.22). Una delle due strutture è provvista di bumper localizzati al livello degli impalcati. I risultati indicano che l'applicazione di questi dispositivi non è sempre benefica per entrambe le strutture. Infatti, la struttura più leggera e flessibile al livello dei piani subisce sia decrementi di spostamento ai piani che incremento in funzione della diversa rigidezza del materiale di cui i bumper sono costituiti. La risposta è molto variabile in funzione del sisma considerato. I risultati mostrano che, ad ogni modo, collegare le due strutture è consigliabile.

2.5 BIBLIOGRAFIA

ACI (2011). ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete. *American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.*

AS1170.4 (2007). Structural Design Actions Part 4: Earthquake Actions in Australia. *Standards Australia, Sydney, Australia.*

ASCE/SEI 7-10 (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. *American Society of Civil Engineers, Virginia, USA.*

Anagnostopoulos SA (1988). Pounding of buildings in series during earthquake. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*;16(3):443-456.

Anagnostopoulos SA, Spiliopoulos KV (1992). An investigation of earthquake induced pounding between adjacent buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*;21(4):289-302.

Anagnostopoulos SA (1996). Building pounding re-examined: how serious a problem is it? Invited paper. *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Elsevier, Acapulco, Mexico.*

Barros RC, Naderpour H, Khatami SM, Mortezaei A (2013). Influence of seismic pounding on RC buildings with and without base isolation system subject to near-fault ground motions. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*;1(1):39-52.

Bertero VV (1986). Observation on structural pounding. *Proc. Int. Conf.: The Mexico Earthquake 1985. American Society of Civil Engineers.*

Bertero VV, Collins RG (1973). Investigation of the failures of the Olive view Stairtowers during the San Fernando earthquake and their applications on seismic design. *EERC Report No. 73-26. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.*

Cole G, Dhakal R, Carr A, Bull D (2010a). Interbuilding pounding damage observed in the 2010 Darfield Earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*; 43(4):382-386.

Cole G, Dhakal R, Carr A, Bull D (2010b). Building pounding state of the art: identifying structures vulnerable to pounding damage. *NZSEE Conference, 26-28 Mar 2010, Wellington, New Zealand.*

Cole G, Dhakal R, Turner FM (2012). Building pounding damage observed in the 2011 Christchurch Earthquake. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 41:893-913.

Ebrahimi B, Khamesee MB, Golnaraghi F (2008). Permanent magnet configuration in design of an eddy current damper. *Microsystem Technologies* 16:19-24.

EC1. Eurocode 1 (2002). Actions on structures – part 1-1: general actions – densities, self-weight, imposed loads for buildings. *European Committee for Standardization, Brussels.*

EC2. Eurocode 2 (2004). Design of concrete structure – part 1-1: general rules and rules for buildings. *European Committee for Standardization, Brussels.*

- EC8. Eurocode 8 (2004). Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. *C.E.N, European Committee for Standardization*.
- Efraimiadou S, Hatzigeorgiou GD, Beskos DE (2013). Structural pounding between adjacent buildings subjected to strong ground motions. Part I: The effect of different structures arrangement. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*;42:1509-1528.
- Favvata MJ (2017). Minimum required separation gap for adjacent RC frames with potential inter-story seismic pounding. *Engineering Structures*;152:643-659.
- Guo A, Cui L, Li H (2012). Impact stiffness of the contact-element models for the pounding analysis of highway bridges: experimental evaluation. *Journal of Earthquake Engineering*;16(8):1132-1160.
- ICC (2012). International Building Code. *International Code Council, Country Club Hills, IL*.
- Jankowski R (2005). Non-linear viscoelastico modelling of earthquake-induced structural pounding. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*;34(6):595-611.
- Jankowski R (2006). Pounding force response spectrum under earthquake excitation. *Engineering Structures*;28:1149-1161.
- Jankowski R (2009). Non-linear FEM analysis of earthquake-induced pounding between the main building and the stairway tower of the Olive View Hospital. *Engineering Structures*;31:1851-1864.
- Jankowski R (2012). Non-linear FEM analysis of pounding-involved response of building under non-uniform earthquake excitation. *Engineering Structures*;37:99-105.
- Jankowski R, Mahmoud S (2015). Earthquake-Induced Structural Pounding. *Springer International Publishing, Switzerland*.
- Jeng V, Tzeng WL (2000). Assessment of seismic pounding hazard for Taipei City. *Engineering Structures*;22:459-471.
- Jing HS, Young M (1991). Impact interactions between two vibration systems under random excitation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*;20:667-681.
- Karayannis CG, Favvata MJ (2005). Earthquake-induced interaction between adjacent reinforced concrete structures with non-equal heights. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*;34(1):1-20.
- Kasai K, Maison BF (1997). Building pounding damage during the 1989 Loma Prieta earthquake. *Engineering Structures*; 19(3):195-207.

- Khatriwada S, Chouw N, Larkin T (2015). Discussion on “relaxation method for pounding action between adjacent buildings at expansion joint”. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*;44(1):159-162.
- Komodromos P, Polycarpou P, Papaloizou L, Phocas MC (2007). Response of seismically isolated buildings considering poundings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*;36:1605-1622.
- Licari M, Sorace S, Terenzi G (2015). Nonlinear modeling and mitigation of seismic pounding between r/c frame buildings. *Journal of Earthquake Engineering*; 9:431-460.
- Maison BF, Kasai K (1990). Analysis for type of structural pounding. *Journal of Structural Engineering*;116:957-977.
- Maison BF, Kasai K (1992). Dynamics of pounding when two buildings collide. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*;21(9):771-786.
- Malhotra PK (1997). Dynamics of seismic impacts in base-isolated buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*;26:797:813.
- Mahmoud S, Jankowski R (2010). Pounding-involved response of isolated and non-isolated buildings under earthquake excitation. *Earthquake and Structures*;1(3):231-252.
- Masroor A, Mosqueda G (2012). Experimental simulation of base-isolated buildings pounding against moat wall and effects on superstructure response. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*;41(14):2093:2109.
- Matsagar VA, Jangid RS (2003). Seismic response of base-isolated structures during impact with adjacent structures. *Engineering Structures*;25(10):1311-1323.
- Mazza F (2017). Lateral-torsional response of base-isolated buildings with curved surface sliding system subjected to near-fault earthquakes. *Mechanical Systems and Signal Processing*;92:64-85.
- Mazza F (2018b). Seismic demand of base-isolated irregular structures subjected to pulse-type earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 108, pages 111-129*.
- Mazza F, Labernarda R (2020). Magnetic damped links to reduce internal seismic pounding in base-isolated buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*;18: 6795-6824.
- Mazzolani FM, Serino G. (1997). Oleodynamic dampers for seismic protection of a steel frame structure in Naples. *Post-SMiRT Conference Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Seismic Vibrations of Structures. Taormina, Italia, pp. 739–748*.
- Nagarajaiah S, Sun X (2001). Base-isolated FCC building: impact response in Northridge earthquake. *Journal of Structural Engineering*;127(9):1063-1075.

NTC18 (2018). Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”. *Ministero delle Infrastrutture, D.M. 17-01-2018.*

NZS1170.5 (2004). Structural Design Action Part 5: Earthquake actions - New Zealand. *Standards New Zealand, Wellington, New Zealand.*

Pant DR, Wijeyewickrema AC (2012). Pounding of Seismically Isolated Reinforced Concrete Buildings Subjected to Near-Fault Ground Motions. *15 WCEE, Lisboa.*

Pant DR, Wijeyewickrema AC (2013). Influence of near-fault ground motions on the response of base-isolated reinforced concrete buildings considering seismic pounding. *Advances in Structural Engineering;16(12):1973-1988.*

Polycarpou PC, Komodromos P (2010). On poundings of a seismically isolated building with adjacent structures during strong earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics;39:933-940.*

Polycarpou PC, Komodromos P (2011). Numerical investigations of potential mitigation measures for poundings of seismically isolated buildings. *Earthquake and Structures;2(1):1-24.*

Polycarpou PC, Papaloizou L, Komodromos P (2014). An efficient methodology for simulating earthquake-induced 3D pounding of buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics;43:985-1003.*

Takabatake H, Yasui M, Nakagawa Y, Kishida A (2014). Relaxation method for pounding action between adjacent buildings at expansion joint. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics;43(9):1381-1400.*

Ye K, Li L, Zhu H (2009). A modified Kelvin impact model for pounding simulation of base-isolated building with adjacent structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration;8:433-446.*

3. MODELLAZIONE NUMERICA

3.1 PREMESSA

Questo capitolo tratta della fase di modellazione meccanica e numerica dei sistemi di isolamento e dissipazione, nonché degli elementi in c.a.

Nella prima parte viene descritta, in modo breve, la modellazione lineare e non lineare degli elementi strutturali. Vengono illustrate le ipotesi relative al comportamento meccanico degli elementi strutturali, assieme alle rigidezze elastiche ed alla procedura di definizione del dominio elastico della pressoflessione deviata. Inoltre viene descritta la procedura di ottenimento della risposta elasto-plastica degli elementi strutturali.

Nella seconda parte sono descritte le basi teoriche relative al funzionamento degli isolatori elastomerici (nella fattispecie HDRB o ad alto smorzamento). Vengono, in un primo momento, descritte le principali grandezze geometriche e meccaniche che li caratterizzano. Sono, poi, descritti i principali modelli meccanici presenti in letteratura atti a descrivere la loro risposta nelle tre dimensioni. Particolare attenzione è riservata alle principali fonti di non linearità che caratterizza gli HDRB (variabilità delle rigidezze orizzontali e verticale dallo spostamento orizzontale, dipendenza della rigidezza orizzontale dal carico assiale presente). Quattro diversi modelli meccanici (dal semplice al più complesso) sono definiti ed analizzati e viene discussa la taratura delle leggi di variabilità del carico critico e del modulo di taglio sulla base di prove sperimentali e numeriche.

Nella terza parte sono descritte le basi teoriche relative al funzionamento degli isolatori a scorrimento a superficie curva (CSSB), definendo le principali grandezze geometriche e meccaniche. Sono descritti i fenomeni che ne influenzano maggiormente il comportamento meccanico (velocità di scorrimento, pressione di contatto, attrito di primo distacco ed all'inversione del moto, temperatura all'interfaccia di scorrimento).

Nell'ultima parte del capitolo viene descritto l'approccio teorico all'induzione elettromagnetica ed alle correnti parassite, principi sui quali si basa il funzionamento del dissipatore viscoso proposto ECDL (*eddy current damped link*). Ne viene discussa la fase di modellazione, a seguito della quale è descritta la procedura di ottimizzazione geometrica e funzionale del dispositivo, propedeutica al dimensionamento. Allo stesso modo viene descritta brevemente la fase di modellazione del dispositivo MDL (*magnetic damped link*), costituito da una molla elastica elicoidale e dal dissipatore ECDL, e la progettazione della molla stessa.

3.2 ELEMENTI STRUTTURALI

La modellazione numerica degli elementi strutturali riveste un ruolo determinante nell'effettuazione delle analisi strutturali. È, infatti, opportuno definire il comportamento meccanico degli elementi strutturali (travi e pilastri), in relazione ai materiali da un lato, ed alla risposta strutturale dall'altro.

La generica struttura analizzata è discretizzata in elementi finiti di tipo trave, assumendo rigidezze flessionali ed assiale costanti. La rigidezza tagliante viene considerata infinita considerando, perciò, gli elementi indeformabili a taglio. La risposta strutturale, che sia elastica o plastica, è valutata con riferimento alle variabili nodali (grandezze cinematiche quali spostamenti e rotazioni) che consentono di descrivere il regime deformativo e di sollecitazione per ognuno degli elementi strutturali.

Nel seguito vengono descritte le modellazioni utilizzate nel caso di comportamento elastico e plastico.

3.2.1 COMPORTAMENTO ELASTICO

La procedura di analisi strutturale impiegata richiede la definizione delle rigidezze degli elementi strutturali. Un comportamento elastico è assunto per gli elementi in acciaio (travi e pilastri) della struttura del vano ascensore descritto in § 4.2.2.

Nello spazio, i parametri nodali necessari alla descrizione della cinematica del generico elemento a due nodi sono 12 (3 spostamenti e 3 rotazioni per nodo), e sono sinteticamente rappresentati in Figura 3.1.

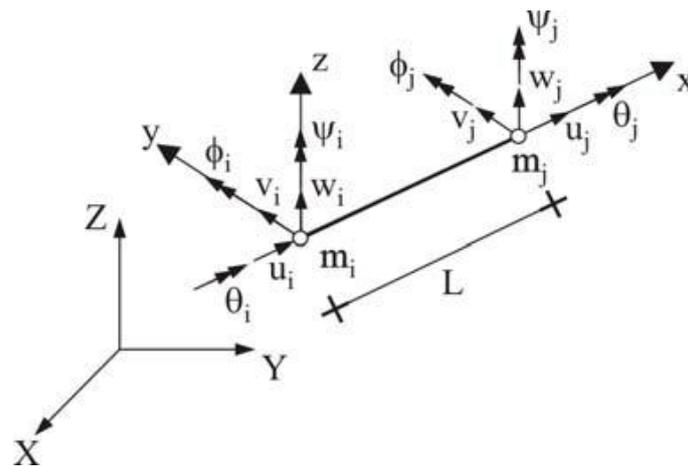


Figura 3.1 – Variabili cinematiche nodali per un elemento a due nodi nello spazio (Mazza e Mazza 2010).

Il contributo deformativo del generico elemento, in termini di variabili nodali, è dato dalla matrice di rigidezza dello stesso. Essa consente, infatti, descrivere in modo semplice e diretto le condizioni di equilibrio nodale della struttura analizzata. In particolare, escludendo i 6 moti rigidi inessenziali al calcolo dell'energia di deformazione (non riportati per brevità), il regime deformativo del singolo elemento può essere descritto compiutamente dai 6 modi deformativi naturali (Figura 3.2). Questi ultimi rappresentano, dal punto di vista meccanico, quelle particolari grandezze cinematiche che compiono lavoro l'una sull'altra e danno, quindi, contributo positivo all'energia di deformazione (Mazza e Mazza 2010; Mazza 2014a,b). Essi possono essere raccolti nel vettore u_n dato dall'espressione (3.1), nella quale le grandezze presenti sono definite e discusse nei paragrafi successivi.

$$u_n = \{\varepsilon_x, \chi_{sy}, \chi_{ey}, \chi_{sz}, \chi_{ez}, \theta_x\}^T \quad (3.1)$$

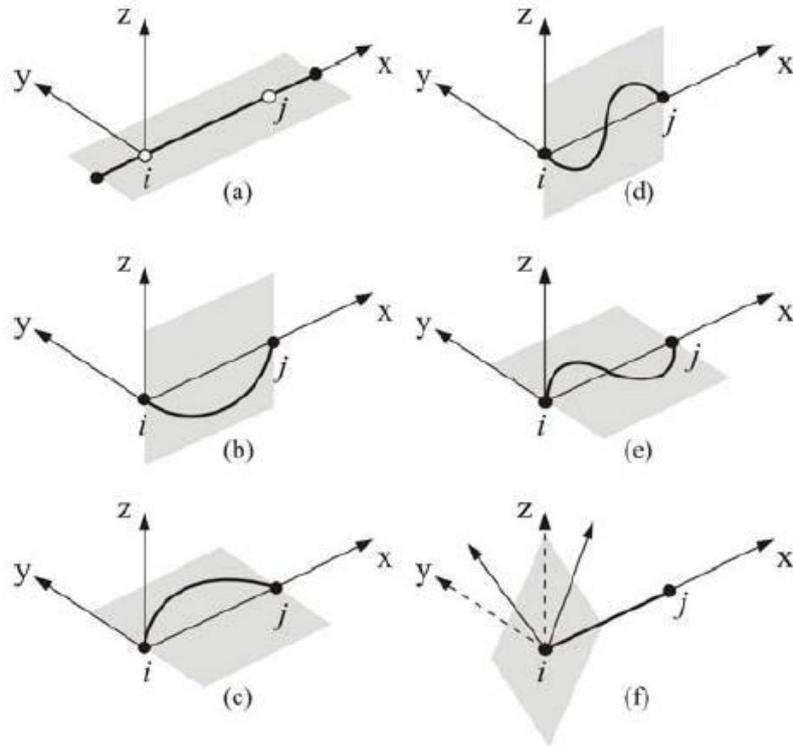


Figura 3.2 – Modi deformativi naturali di un elemento a due nodi nello spazio (Mazza 2014b).

3.2.1.1 MODI DEFORMATIVI NATURALI

In Figura 3.2a viene illustrato il primo modo deformativo naturale, caratterizzato da una deformazione assiale costante lungo l'asse dell'elemento. L'introduzione dell'ascissa adimensionale ξ (3.2), consente di definire la relazione di compatibilità cinematica come riportato nella (3.3).

$$\xi = \frac{x}{L} \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_x = \frac{du}{dx} = \frac{du}{d\xi} \cdot \frac{d\xi}{dx} = \frac{1}{L} \cdot \frac{du}{d\xi}; \quad 0 \leq \xi \leq 1 \quad (3.3)$$

L'integrazione della (3.33), imponendo spostamento assiale nullo in mezzzeria, fornisce la legge dello spostamento u in funzione dell'ascissa adimensionale ξ (3.4). Da quest'ultima equazione si possono ricavare i valori degli spostamenti nodali (3.5), ed infine la deformazione assiale ε_x in funzione degli spostamenti nodali (3.6).

$$u(\xi) = \varepsilon_x L \left(\xi - \frac{1}{2} \right) \quad (3.4)$$

$$u_i = u(0) = -\frac{\varepsilon_x L}{2} \quad u_j = u(1) = \frac{\varepsilon_x L}{2} \quad (3.5)$$

$$\varepsilon_x = \frac{u_j - u_i}{L} \quad (3.6)$$

I modi deformativi naturali propri delle curvature simmetriche (Figura 3.2b,c), ovvero curvature flessionali costanti su tutto l'elemento, sono contenute nei piani x - z (χ_{sy}) e x - y (χ_{sz}). Esse sono definite dalle relazioni di compatibilità cinematica (3.7) e (3.8), nelle quali compaiono gli spostamenti trasversali v_s e w_s , assieme alla lunghezza dell'elemento L .

$$\chi_{sy} = -\frac{d^2 w_s}{dx^2} = -\frac{1}{L^2} \cdot \frac{d^2 w_s}{d\xi^2} \quad (3.7)$$

$$\chi_{sz} = -\frac{d^2 v_s}{dx^2} = -\frac{1}{L^2} \cdot \frac{d^2 v_s}{d\xi^2} \quad (3.8)$$

In generale, le espressioni delle curvature simmetriche (χ_{sy} e χ_{sz}) sono ricavate dalla risoluzione delle equazioni differenziali (3.9), sotto le condizioni al contorno di spostamenti nulli agli estremi dell'elemento.

$$\frac{d^2 w_s}{d\xi^2} = -L^2 \cdot \chi_{sy} \quad \frac{d^2 v_s}{d\xi^2} = -L^2 \cdot \chi_{sz} \quad (3.9)$$

Gli spostamenti trasversali (v_s e w_s) e le loro derivate rispetto all'ascissa adimensionale ξ si esprimono, dunque, come riportato nelle equazioni seguenti:

$$w_s(\xi) = \frac{\chi_{sy} \cdot L^2}{2} (\xi - \xi^2) \quad \frac{dw_s}{d\xi}(\xi) = \frac{\chi_{sy} \cdot L^2}{2} (1 - 2\xi) \quad (3.10)$$

$$v_s(\xi) = \frac{\chi_{sz} \cdot L^2}{2} (\xi - \xi^2) \quad \frac{dv_s}{d\xi}(\xi) = \frac{\chi_{sz} \cdot L^2}{2} (1 - 2\xi) \quad (3.11)$$

I due modi deformativi naturali relativi alle curvature antisimmetriche (Figura 3.2d,e), ossia curvature flessionali lineari lungo l'elemento, sono contenute nei piani x - z (χ_{ey}) e x - y (χ_{ez}). Le relazioni di compatibilità cinematica ed i passaggi algebrici necessari alla compita

definizione delle curvature antisimmetriche vengono descritte per una, espandendo anche all'altra i risultati ottenuti.

La generica curvatura antisimmetrica è definita dalla seguente equazione di compatibilità cinematica:

$$\chi_e - 2\chi_e\xi = -\frac{d^2v_e}{dx^2} = -\frac{1}{L} \cdot \frac{d^2v_e}{d\xi^2} \quad (3.12)$$

Integrando la (3.12) ed imponendo le condizioni al contorno per cui si hanno spostamenti nulli alle estremità dell'elemento, si ottengono le espressioni dello spostamento trasversale (v_e) e della sua derivata rispetto all'ascissa adimensionale ξ (3.13).

$$v_e = \left(\frac{\xi^3}{3} - \frac{\xi^2}{2} + \frac{\xi}{6} \right) \chi_e \cdot L^2 \quad \frac{dv_e}{d\xi} = \left(\xi^2 - \xi + \frac{1}{6} \right) \chi_e \cdot L^2 \quad (3.13)$$

È ora necessario determinare il legame matematico fra i modi naturali flessionali (χ_s e χ_e) ed i parametri nodali coinvolti (v_i, ψ_i, v_j, ψ_j). Per fare ciò si impongono le condizioni riportate in (3.14) e (3.15).

$$\frac{dv_s}{d\xi_{\xi=0}} + \frac{dv_e}{d\xi_{\xi=0}} = \left(\psi_i - \frac{v_j - v_i}{L} \right) L \quad (3.14)$$

$$\frac{dv_s}{d\xi_{\xi=1}} + \frac{dv_e}{d\xi_{\xi=1}} = \left(\psi_j - \frac{v_j - v_i}{L} \right) L \quad (3.15)$$

Dalla risoluzione del sistema lineare avente per incognite le due curvature χ_s e χ_e , si ottengono i risultati espressi dalla (3.16) per la direzione y, e dalla (3.17) per la direzione z rispettivamente.

$$\chi_{ey} = \frac{3}{L} (\phi_i - \phi_j) - \frac{6}{L^2} (w_j - w_i) \quad \chi_{sy} = \frac{\phi_i - \phi_j}{L} \quad (3.16)$$

$$\chi_{ez} = \frac{3}{L} (\psi_i - \psi_j) - \frac{6}{L^2} (v_j - v_i) \quad \chi_{sz} = \frac{\psi_i - \psi_j}{L} \quad (3.17)$$

Il sesto modo deformativo naturale fa riferimento alla deformazione torsionale, considerata costante lungo l'asse dell'elemento (Figura 3.2f).

L'equazione di compatibilità cinematica è la (3.18), dall'integrazione della quale, imponendo la condizione al contorno di rotazione torsionale all'estremità pari a θ_i , si ricava la legge di variazione dell'angolo unitario di torsione in funzione dell'ascissa adimensionale ξ (3.19).

$$\theta = \frac{d\bar{\theta}}{dx} = \frac{1}{L} \cdot \frac{d\bar{\theta}}{d\xi} \quad (3.18)$$

$$\bar{\theta} = L\theta\xi + \theta_i \quad (3.19)$$

3.2.1.2 MATRICE DI RIGIDEZZA DEI MODI NATURALI

La trattazione relativa ai 6 modi naturali conduce alla compiuta definizione della matrice di compatibilità cinematica (C_n).

$$C_n = \begin{bmatrix} -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6}{L^2} & 0 & \frac{3}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6}{L^2} & 0 & \frac{3}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{L} \\ 0 & \frac{6}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{3}{L} & 0 & -\frac{6}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{3}{L} \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

Essa è quella particolare matrice che consente di determinare lo stato deformativo globale dell'elemento a partire dai parametri cinematici nodali (Figura 3.1). La sua espressione esplicita, con riferimento a quanto precedentemente discusso, è riportata nella (3.20).

Una volta noto il regime deformativo dell'elemento, è possibile ricavare l'espressione della matrice di rigidezza dell'elemento, in un formato molto più compatto e vantaggioso dal punto di vista computazionale (Mazza e Mazza 2010). È, infatti, opportuno notare come la matrice K_n (espressione (3.21)) abbia dimensione 6x6 (invece di essere 12x12 in base al numero di parametri nodali), e sia anche diagonale, con indubbi vantaggi dal punto di vista computazionale ed implementativo.

$$K_n = \begin{bmatrix} EAL & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & EI_y L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{EI_y L}{3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & EI_z L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EI_z L}{3} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & GI_t L \end{bmatrix} \quad (3.21)$$

3.2.2 COMPORTAMENTO PLASTICO

Gli elementi in c.a. sono composti da calcestruzzo e da acciaio in barre ed i meccanismi resistenti e deformativi dipendono dalle caratteristiche di questi due materiali, oltre che dalla loro interazione.

Il loro comportamento meccanico dipende, oltre che da quanto appena descritto, anche dalle sollecitazioni a cui l'elemento stesso è soggetto.

In letteratura sono disponibili numerose strategie per la modellazione della risposta non lineare di elementi in c.a. soggetti a momento flettente biassiale e sforzo normale (Rodrigues et al. 2011). Una buona simulazione della risposta può essere ottenuta tramite l'utilizzo di un dominio elastico della pressoflessione deviata linearizzato, delimitato da 26 facce piane. Il modello utilizzato è, dunque, a plasticità concentrata nelle sezioni d'estremità dell'elemento, dove ci si aspetta la formazione delle cerniere plastiche (Mazza e Mazza 2011).

3.2.2.1 DEFINIZIONE DEL DOMINIO ELASTICO

In questa fase della trattazione viene descritta brevemente la procedura relativa alla costruzione del dominio elastico della pressoflessione deviata per gli elementi strutturali in c.a.

Il punto di partenza è rappresentato dalla scelta e della successiva definizione dei legami relativi all'acciaio d'armatura ed al calcestruzzo.

In particolare, per l'acciaio d'armatura è utilizzato un legame elasto-plastico perfetto (Figura 3.3), nel quale compaiono la resistenza di calcolo a trazione (f_{yd}) e la deformazione allo snervamento (ε_{yd}). La prima è calcolata mediante la (3.22), nella quale il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio (γ_s) è pari a 1.15 (NTC18 2018).

La deformazione allo snervamento (ε_{yd}) è valutata come rapporto tra la resistenza di calcolo a trazione (f_{yd}) ed il modulo elastico dell'acciaio (E_s). Il comportamento dell'acciaio è considerato identico sia a trazione (tratto negativo del legame) che a compressione (tratto positivo del legame).

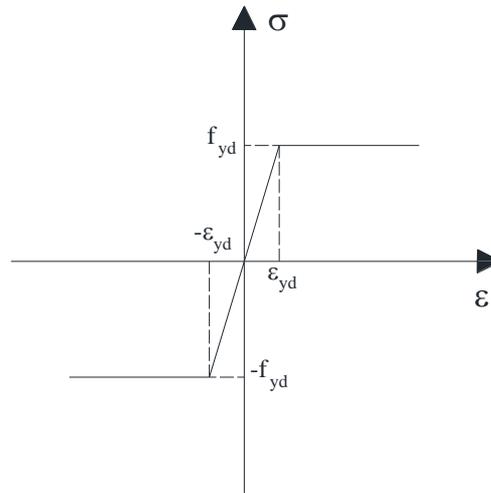


Figura 3.3 – Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio.

La deformazione ultima assunta per l'acciaio d'armatura è pari a 1% (Mazza e Mazza 2012).

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.22)$$

Anche per quanto riguarda il calcestruzzo viene adottato un legame elasto-plastico perfetto (Figura 3.4) (legame triangolo-rettangolo definito dalle NTC18), nel quale compaiono la resistenza cilindrica di calcolo a compressione (f_{cd}), la deformazione al limite elastico (ε_{cy}), pari allo 0.175%, e quella di rottura (ε_{cu}) pari allo 0.35%.

La resistenza cilindrica di calcolo a compressione (f_{cd}) viene ricavata dalla (3.23), in funzione della resistenza cubica caratteristica a compressione (R_{ck}), assumendo un coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo (γ_c) pari a 1.5 (NTC18 2018).

$$f_{cd} = 0.85 \frac{0.83 R_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.23)$$

Una buona rappresentazione del dominio elastico, ottimo compromesso tra precisione di rappresentazione e facilità implementativa, si ottiene discretizzandone la superficie limite in 26 superfici piane:

- 6 superfici normali agli assi principali x , y e z (Figura 3.5a);
- 12 superfici normali alle bisezioni degli assi x - z , x - y e y - z (Figura 3.5b);
- 8 superfici normali alle bisezioni degli ottanti (Figura 3.5c).

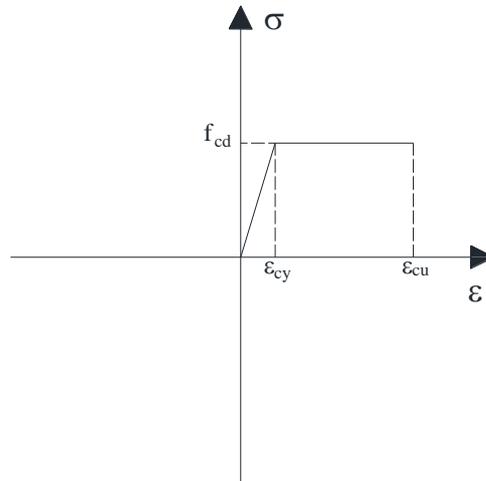


Figura 3.4 – Diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo.

Ognuna delle superfici corrisponde al meccanismo di deformazione plastica per la sezione, definito dalla deformazione assiale lungo l'asse x (ϵ_P), e dalle curvature (χ_{Py} e χ_{Pz}) lungo gli assi principali y e z . Queste ultime e le corrispondenti sollecitazioni generalizzate (σ) sono rappresentate dai vettori definiti nelle (3.24) e (3.25) rispettivamente.

$$\boldsymbol{\epsilon}_P = [\epsilon_P, \chi_{Py}, \chi_{Pz}]^T \quad (3.24)$$

$$\boldsymbol{\sigma} = [N, M_y, M_z]^T \quad (3.25)$$

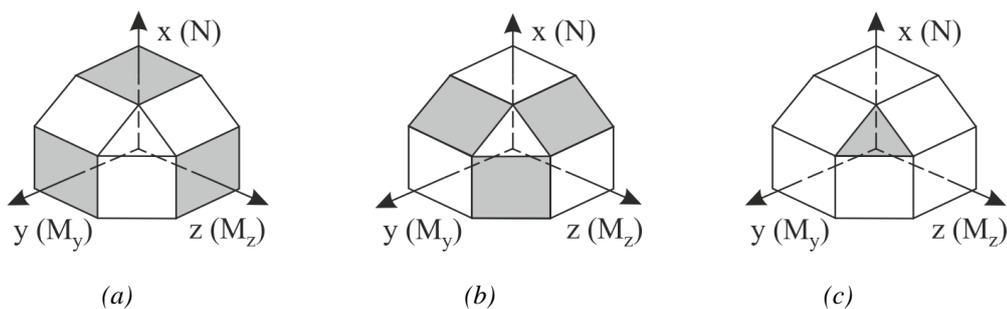


Figura 3.5 – Approssimazione mediante superfici piane del dominio elastico (Mazza e Mazza 2012).

È possibile, dunque, associare alla k -esima superficie la normale n_k e la sollecitazione limite $\sigma_{P,k}$.

La fase di costruzione del dominio elastico prevede l'imposizione delle deformate plastiche della sezione (come illustrato in Figura 3.6a).

La prima valutazione che si effettua riguarda la deformazione massima nel calcestruzzo ($\epsilon_{c,max}$).

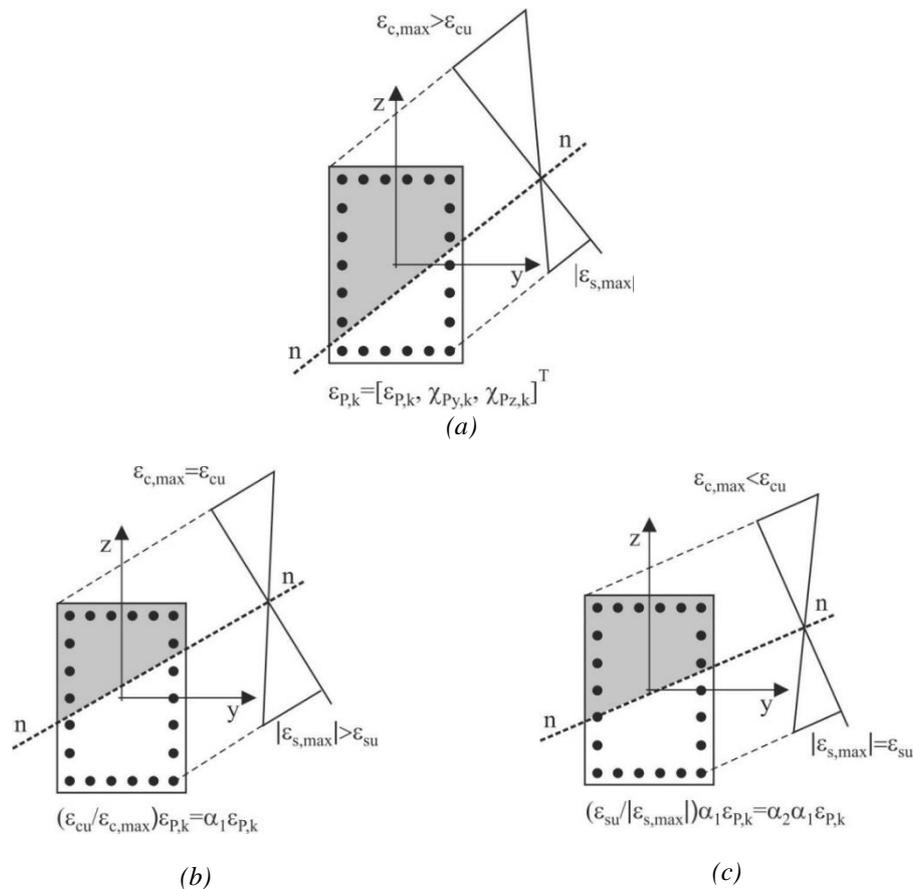


Figura 3.6 – Schematizzazione dello stato sollecitativo di una sezione in c.a. soggetta a pressoflessione deviata.

Nel caso in cui quest'ultima superi il valore limite assunto per il calcestruzzo (ε_{cu}), si procede alla definizione del coefficiente α_1 atto al ridimensionamento del vettore che rappresenta la deformata plastica imposta (Figura 3.6c).

Si deve, successivamente, valutare la deformazione in corrispondenza del baricentro della barra di armatura più deformata ($\varepsilon_{s,max}$). Se la sua deformazione risulta superiore al valore limite assunto per l'acciaio (ε_{su} pari a 1%), si procede al ridimensionamento del vettore relativo alla deformata plastica imposta tramite il coefficiente α_2 (Figura 3.6b).

La k -esima deformata plastica imposta e ridimensionata ($\varepsilon_{P,k(rid)}$), assieme ai due coefficienti α_1 ed α_2 , sono riportati nella (3.26) e (3.27) rispettivamente.

$$\varepsilon_{P,k,rid} = \alpha_1 \alpha_2 \varepsilon_{P,k} \quad (3.26)$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c,max}}; \quad \alpha_2 = \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{s,max}} \quad (3.27)$$

Una volta effettuati i controlli precedenti sulla deformata plastica imposta, la posizione dell'asse neutro (e , quindi, la sezione di calcestruzzo reagente) risulta univocamente definita. Le sollecitazioni limite corrispondenti sono calcolate dall'equazione d'equilibrio

alla traslazione lungo l'asse x (3.28), e dalle equazioni di equilibrio a rotazione attorno agli assi y (3.29) e z (3.30).

$$N_{P,k} = \int_{A_c} \sigma_c dA + \sum_{i=1}^{N_b} A_{si} \sigma_{si} \quad (3.28)$$

$$M_{Py,k} = \int_{A_c} \sigma_c z dA + \sum_{i=1}^{N_b} A_{si} \sigma_{si} z_i \quad (3.29)$$

$$M_{Pz,k} = - \int_{A_c} \sigma_c y dA - \sum_{i=1}^{N_b} A_{si} \sigma_{si} y_i \quad (3.30)$$

Ulteriori dettagli sulla procedura di calcolo del dominio elastico sono contenuti in Mazza e Mazza (2012).

3.2.2.2 RIENTRO SULLA FRONTIERA DEL DOMINIO ELASTICO

Fino a quando le sollecitazioni sull'elemento sono interne al dominio elastico, l'elemento risponde in modo elastico, senza esibire il suo comportamento plastico.

Quando le sollecitazioni sull'elemento sono esterne al dominio elastico, è necessario ricorrere a strategie di risoluzione del problema non lineare che si presenta.

Questo problema è risolto in modo incrementale, partendo da uno stato iniziale ed un incremento di carico noti, applicando il principio di Haar-Kàrmàn (Mazza e Mazza 2012). Quest'ultimo, infatti, stabilisce che tra tutti i campi di sollecitazione che soddisfano l'equilibrio (σ), la soluzione elasto-plastica (σ_{EP}) è quella più vicina, in termini di energia complementare (Π_c), alla soluzione elastica (σ_E) (Mazza e Mazza 2010).

In termini matematici il principio espresso è riportato nell'espressione seguente:

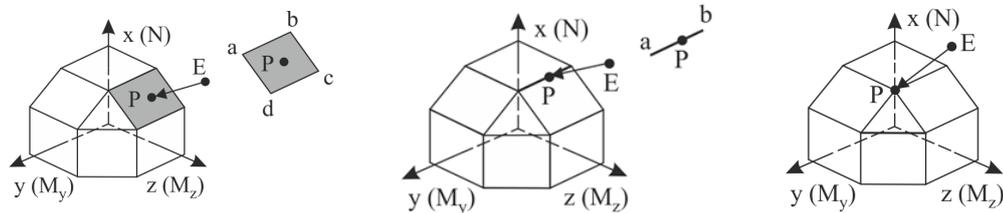
$$\Pi_c(\sigma_{EP}) = \int (\sigma_{EP} - \sigma_E)^T E^{-1} (\sigma_{EP} - \sigma_E) d\Omega = \min \quad (3.31)$$

dove σ_{EP} deve essere equilibrata e staticamente ammissibile, ed E rappresenta la matrice elastica dell'elemento.

La frontiera del dominio elastico è convessa e questo garantisce l'unicità della soluzione elasto-plastica (si omette per brevità la dimostrazione). L'utilizzo del principio di Haar-Kàrmàn consente, quindi, di determinare in modo agevole la soluzione elasto-plastica, sfruttando la linearizzazione del dominio elastico descritta nel paragrafo precedente.

Si supponga di avere uno stato sollecitativo esterno al dominio elastico individuato dal punto E (N_E, M_{Ey}, M_{Ez}) dello spazio delle sollecitazioni generalizzate (Figura 3.7a). Il rientro sulla superficie del dominio elastico potrà avvenire su una delle 26 superfici oppure, in casi particolari, su un lato tra le superfici o su uno spigolo.

Il primo passo dell'algoritmo consiste nel determinare l'ottante di riferimento in cui ricade il punto E , in modo da restringere l'analisi alle sole superfici presenti nella regione di spazio così individuata.



(a) Individuazione della superficie attiva e rientro.

(b) Individuazione del lato e rientro.

(c) Individuazione dello spigolo e rientro.

Figura 3.7 – Schematizzazione del rientro sulla frontiera del dominio elastico (Mazza e Mazza 2012).

Il secondo step prevede che si effettui il rientro su ciascuna delle superfici individuate nel passo precedente, in modo ortogonale ad esse. In questo modo si individua il punto P di rientro (N_P, M_{P_y}, M_{P_z}) sulla superficie (Figura 3.7a). Si controlla che il punto P sia interno alla superficie attiva. Se dovesse risultare esterno al contorno della superficie, si procede con l'individuazione di un altro piano ripetendo il controllo appena illustrato. Valutati tutti i piani, la superficie attiva è quella con minima distanza tra il punto E ed il punto P , in termini di energia complementare.

La stessa procedura è impiegata nei casi particolari in cui il rientro possa avvenire sui lati tra le superfici (Figura 3.7b) o sugli spigoli (Figura 3.7c).

Per ulteriori dettagli ed approfondimenti si rimanda a Mazza e Mazza (2012).

3.3 DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO ALLA BASE

3.3.1 ISOLATORI ELASTOMERICI

Gli isolatori elastomerici sono dispositivi caratterizzati da bassa rigidità orizzontale, che permette spostamenti elevati, e da notevole rigidità verticale (che consente loro di sopportare i carichi verticali a cui sono sottoposti).

La bassa rigidità orizzontale e la conseguente alta deformabilità sono conseguenza dell'utilizzo di elastomero. Nello specifico un isolatore elastomerico è formato da strati di elastomero e lamierini di acciaio alternati, solidarizzati mediante vulcanizzazione a caldo, contenuti da due flange metalliche d'estremità. La presenza dei lamierini metallici è di fondamentale importanza poiché consente di confinare l'elastomero limitando la deformabilità verticale dell'isolatore conferendogli, quindi, una elevata rigidità verticale. Lo spessore degli strati è molto contenuto; gli strati di elastomero, infatti, possono avere uno spessore che varia dai 4 ai 20 mm, a differenza dei lamierini il cui spessore non supera i 2 mm. Le flange metalliche d'estremità non devono, invece, essere più sottili di 20 mm.

Gli isolatori elastomerici si distinguono in due categorie a seconda del livello di smorzamento; nello specifico si dividono in isolatori elastomerici a basso smorzamento (*Low-Damping-Rubber-Bearing* o LDRB) e ad alto smorzamento (*High-Damping-Rubber-*

Bearing o HDRB). I primi (LDRB) garantiscono un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (ζ) piuttosto basso che varia dal 2% al 4%. Ciò comporta che l'isolatore subisca spostamenti molto elevati proprio a causa dello scarso smorzamento fornito. I secondi (HDRB) sono, invece, caratterizzati da uno smorzamento più elevato, dell'ordine del 10-15%. Ciò si ottiene mediante l'utilizzo di mescole di gomma con particolari oli e resine. La trattazione seguente riguarda gli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) essendo questi ultimi quelli impiegati ed analizzati.

3.3.1.1 BASI TEORICHE

Gli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (*High-Damping-Rubber-Bearing*, HDRB, Figura 3.8) sono caratterizzati da un alto valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (ζ), dell'ordine del 10-15%. Sono ottenuti mediante mescole di gomma con particolari oli e resine. Il comportamento quasi elastico degli isolatori elastomerici garantisce un ritorno alla condizione indeformata, anche se non sempre immediato, e garantisce il ripristino delle condizioni precedenti al sisma.

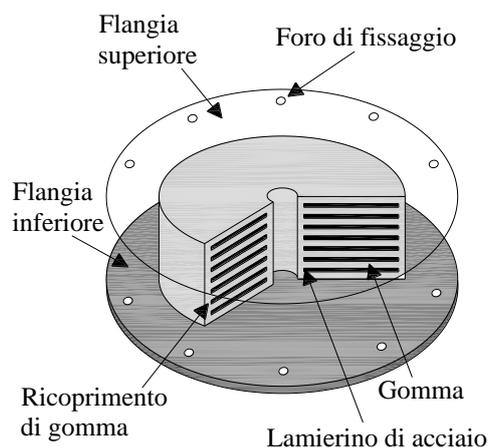


Figura 3.8 – Isolatore elastomerico HDRB.

Il modulo di elasticità trasversale dinamico (G_{din}) varia tra 0.35 e 1.40 MPa, a seconda del tipo di gomma utilizzata (a mescola morbida, media o dura rispettivamente). Il modulo G_{din} è praticamente costante per deformazioni di taglio comprese tra il 100% ed il 200%, mentre risulta crescente per bassi o molto alti (maggiori del 200%) livelli di deformazione. In particolare, le NTC18 (2018) prevedono che per rapporti di smorzamento dell'ordine del 10%, le analisi per gli stati limite di esercizio e per gli stati limite ultimi possano eseguirsi, in genere, con gli stessi valori di rigidità e di smorzamento (Mezzina et al. 2011). Il modulo di compressibilità volumetrica della gomma (E_b) può essere assunto pari a 2000 MPa in assenza di determinazione diretta (prove sperimentali). Il modulo di compressibilità assiale della gomma (E_c) è valutato tramite l'espressione (3.32). Si tiene conto di un'aliquota dovuta alla deformazione da taglio subita dalla gomma a causa dell'azione confinante data dalle piastre metalliche, calcolata mediante l'espressione (3.33), e di un'aliquota dovuta alla variazione di volume subita dalla gomma a causa dell'applicazione

del carico assiale (E_b). Sostituendo l'espressione (3.33) nella (3.32), si ottiene l'espressione (3.34) che differisce da quella utilizzata nelle NTC18 (2018) (espressione (3.35)).

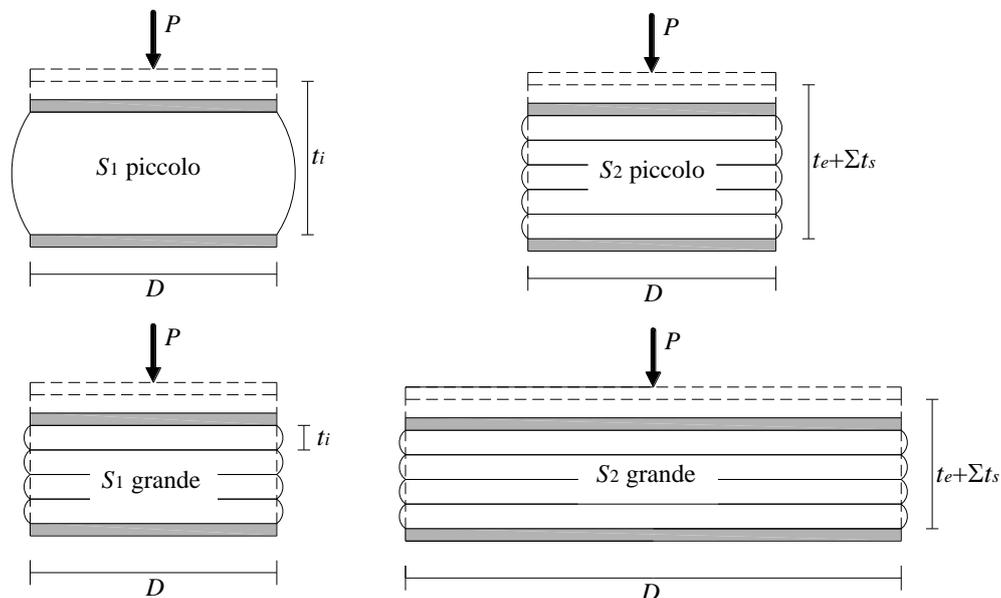
$$E_c = \frac{E'_c \cdot E_b}{E'_c + E_b} \quad (3.32)$$

$$E'_c = 6 \cdot G_{din} \cdot S_1^2 \quad (3.33)$$

$$E_c = \frac{6 \cdot G_{din} \cdot S_1^2 \cdot E_b}{6 \cdot G_{din} \cdot S_1^2 + E_b} \quad (3.34)$$

$$E_c = \left(\frac{1}{6 \cdot G_{din} \cdot S_1^2} + \frac{4}{3 \cdot E_b} \right)^{-1} = \frac{6 \cdot G_{din} \cdot S_1^2 \cdot E_c}{8 \cdot G_{din} \cdot S_1^2 + E_b} \quad (3.35)$$

Il comportamento degli isolatori elastomerici è caratterizzato dai fattori geometrici primario (S_1) e secondario (S_2).



(a) Fattore di forma primario (S_1).

(b) Fattore di forma secondario (S_2).

Figura 3.9 – Fattori di forma per un isolatore elastomerico HDRB.

Il fattore di forma primario è legato alla rigidità verticale e, dunque, all'instabilità locale dell'isolatore, nonché alle deformazioni tangenziali della gomma ed alle tensioni di trazione nei lamierini di acciaio prodotte dal carico verticale. Esso è definito come il rapporto tra l'area caricata (A_i), comune allo strato di elastomero ed al lamierino di acciaio, e la superficie laterale libera (L) del singolo strato di elastomero (spessore t_i). Tale fattore viene in genere assunto non inferiore a 12.

Nel caso di un isolatore di forma circolare (con diametro del lamierino interno pari a D) il fattore di forma primario è calcolato mediante l'espressione (3.36). A parità di diametro e di altezza totale dell'isolatore, il fattore di forma primario aumenterà al diminuire dello spessore degli strati di gomma (Figura 3.9a).

Il fattore di forma secondario controlla la stabilità dell'isolatore in relazione al carico verticale. La stabilità, infatti, deve essere garantita anche nelle condizioni di massima deformazione sotto sisma. Esso è definito come il rapporto tra la dimensione che individua in pianta il lamierino di acciaio e lo spessore totale degli strati di gomma (t_e). Tale fattore viene in genere assunto non inferiore a 3 e, nel caso di isolatore di forma circolare, può essere calcolato mediante l'espressione (3.37). Gli isolatori più bassi e/o più larghi saranno caratterizzati da valori più alti del fattore di forma secondario (Figura 3.9b).

$$S_1 = \frac{D_l}{4 \cdot t_i} \geq 12 \quad (3.36)$$

$$S_2 = \frac{D_l}{t_e} \geq 3 \quad (3.37)$$

Il concetto di area ridotta efficace (A_r) è introdotto per quanto riguarda l'analisi del comportamento degli isolatori elastomerici soggetti sia a carichi verticali che orizzontali.

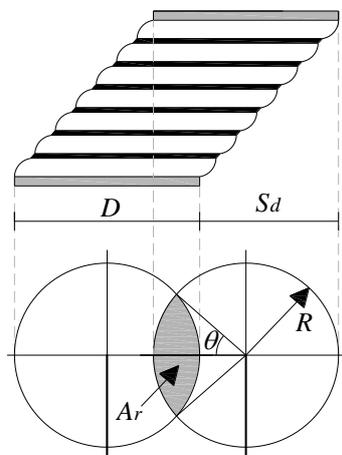


Figura 3.10 – Area ridotta di un isolatore HDRB soggetto a deformazione di taglio.

Con riferimento alla Figura 3.10, è facile intuire che essa rappresenta la zona individuata dalla sovrapposizione della proiezione, in pianta, della sezione superiore su quella inferiore dell'isolatore nella configurazione deformata.

Per un isolatore di forma circolare l'area ridotta è definita dall'espressione (3.38), in cui θ , calcolato attraverso l'espressione (3.39), è l'angolo definito dalla sovrapposizione delle superfici superiore e inferiore dell'isolatore, mentre S_d rappresenta lo spostamento orizzontale di progetto (spostamento sismico totale).

$$A_r = \frac{D_l^2}{2} \cdot (\theta - \text{sen}\theta \cdot \cos\theta) \quad (3.38)$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{S_d}{D_l}\right) \quad (3.39)$$

La verifica di deformabilità degli isolatori elastomerici, allo stato limite ultimo di collasso (SLC), viene effettuata considerando la deformazione di taglio del singolo strato di elastomero (γ_s), per effetto del solo sisma, e la deformazione di taglio totale dell'isolatore (γ_{tot}). La deformazione di taglio dell'elastomero (γ_s) prodotta dallo spostamento sismico totale (S_d), comprensivo degli effetti torsionali sull'edificio, è costante su tutti gli strati di gomma (Figura 3.11a) e può essere valutata utilizzando l'espressione (3.40). La deformazione di taglio totale dell'isolatore è ottenuta sommando a γ_s l'aliquota dovuta alla compressione verticale (γ_c) e quella dovuta alla rotazione angolare (γ_α).

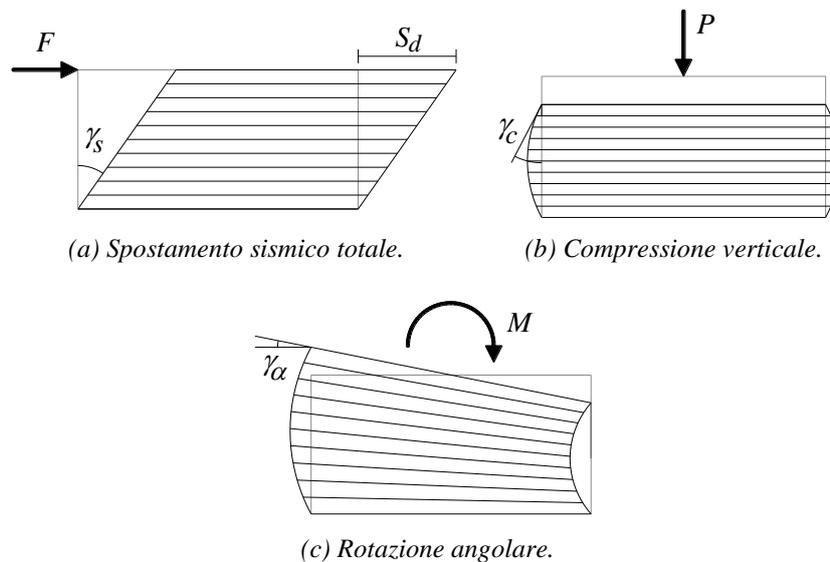


Figura 3.11 – Deformazioni di taglio degli isolatori elastomerici HDRB.

La deformazione di taglio dovuta al rigonfiamento degli strati di gomma, conseguente alla compressione prodotta dai carichi verticali, è variabile lungo l'altezza dell'isolatore (Figura 3.11b) e può essere calcolata attraverso l'espressione (3.41), in cui P rappresenta lo sforzo normale massimo sull'isolatore (ottenuto dalla combinazione dell'azione sismica con le altre azioni di progetto). La deformazione di taglio dovuta alla rotazione angolare tra le superfici di contatto dell'isolatore con la sovrastruttura e con la sottostruttura, causata dalla flessione (Figura 3.11c), può essere calcolata attraverso l'espressione (3.42).

$$\gamma_s = \frac{S_d}{t_e} \quad (3.40)$$

$$\gamma_c = \frac{1.5 \cdot P}{G_{din} \cdot S_1 \cdot A_r} \quad (3.41)$$

$$\gamma_\alpha = \frac{a^2}{2 \cdot t_i \cdot t_e} \quad (3.42)$$

dove a^2 , nel caso di isolatore a pianta circolare, è definito dall'espressione (3.43):

$$a^2 = \frac{3 \cdot D_l^2 \cdot \alpha}{4} = \frac{3 \cdot D_l^2 \cdot \sqrt{\alpha_x^2 + \alpha_y^2}}{4} \quad (3.43)$$

essendo α_x e α_y le rotazioni attorno agli assi orizzontali x e y , prodotte dai momenti flettenti M_x e M_y , che possono essere calcolate, in base all'analogia con la teoria della trave, attraverso le espressioni (3.44) e (3.45):

$$\alpha_x = \frac{24 \cdot M_x \cdot t_i^3}{3 \cdot \pi \cdot G_{din} \cdot (D_l/2)^6} \quad (3.44)$$

$$\alpha_y = \frac{24 \cdot M_y \cdot t_i^3}{3 \cdot \pi \cdot G_{din} \cdot (D_l/2)^6} \quad (3.45)$$

Inoltre, i dispositivi del sistema d'isolamento devono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo SLC ($P_{VR}=5\%$). Lo spostamento sismico totale (S_d), dunque, non deve eccedere il massimo spostamento ammissibile (d_{amm} , espressione (3.46)), che è legato al massimo valore di deformazione di taglio (γ^*) raggiunto nelle prove di qualificazione riguardanti il controllo sull'aderenza elastomero-acciaio.

$$d_{amm} = t_e \cdot \gamma^* \quad (3.46)$$

Sulla base delle deformazioni di taglio, valutate utilizzando le espressioni (3.40), (3.41) e (3.42), e del massimo spostamento ammissibile, valutato tramite l'espressione (3.46), le NTC18 (2018) prescrivono le seguenti limitazioni:

$$\gamma_s \leq \frac{\gamma^*}{1.5} = 2 \quad (3.47)$$

$$\gamma_{tot} = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_\alpha \leq 5 \quad (3.48)$$

$$S_d \leq d_{amm} \quad (3.49)$$

La verifica di instabilità (*buckling*) allo stato limite ultimo di collasso (SLC) degli isolatori elastomerici viene effettuata controllando che lo sforzo normale massimo ($P_{c,max}$) agente sul singolo isolatore del sistema sia inferiore, o al limite uguale, al carico critico diviso per un opportuno coefficiente di sicurezza (espressione (3.50)). Inoltre, la stabilità di un isolatore HDRB è affetta dalla deformazione di taglio dell'elastomero, che produce una riduzione del carico critico valutato nella configurazione indeformata (Mazza e Vulcano 2012) tramite l'espressione (3.51).

$$P_{c,max} \leq \frac{P_{cr}}{2} \quad (3.50)$$

$$P_{cr,0} = \frac{\pi \cdot G_{din} \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot A_l}{2 \cdot \sqrt{2}} \quad (3.51)$$

Come proposto da Naeim e Kelly (1999), è possibile ottenere informazioni abbastanza accurate sulla stabilità di un isolatore nella configurazione deformata adottando l'espressione del carico critico di compressione/trazione (espressione (3.52)) calcolato nella configurazione indeformata, ma sostituendo l'area nella configurazione indeformata (A_l) con l'area ridotta efficace (cioè l'area di sovrapposizione tra le superfici di estremità, superiore ed inferiore, dell'isolatore, A_r), funzione dello spostamento laterale. D'altra parte, le NTC18 (2018) forniscono una relazione (espressione (3.53)) per valutare il carico critico, che è ottenuto considerando il prodotto della tensione critica, valutata nella configurazione indeformata, per l'area ridotta efficace (Figura 3.10).

$$P_{cr} = \frac{\pi \cdot G_{din} \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot \sqrt{A_l \cdot A_r}}{2 \cdot \sqrt{2}} \quad (3.52)$$

$$P_{cr} = G_{din} \cdot A_r \cdot S_1 \cdot S_2 \quad (3.53)$$

Si può osservare che la formulazione proposta nelle NTC18 (2018) risulta piuttosto cautelativa rispetto a quella di Naeim e Kelly (1999) riducendo in maggior misura il carico critico al diminuire dell'area ridotta.

Un'ulteriore verifica da effettuare sugli isolatori elastomerici è quella di *rollout* (Naeim e Kelly 1999), non prevista dalle NTC18 (2018). Tale forma di instabilità, diversa dal *buckling*, sopraggiunge se l'isolatore è connesso alle piastre terminali attraverso connessioni a taglio, che, diversamente da quelle bullonate, non sono in grado di resistere a sforzi di trazione. Tale forma di instabilità è causata da uno spostamento laterale più grande di quello sopportabile dal dispositivo la cui curva forza-spostamento assume un andamento di tipo decrescente.

La presenza di sforzi di trazione eccessivi, oltre a poter indurre cavitazione nella gomma, con conseguente innesco di rotture, determina negli isolatori un comportamento

non lineare, difficilmente valutabile attraverso un calcolo lineare, ed una condizione di lavoro degli isolatori di solito poco indagata sperimentalmente. Le NTC18 (2018) prevedono che nel caso in cui dall'analisi risulti la presenza di tensioni di trazione sia rispettata l'espressione (3.54).

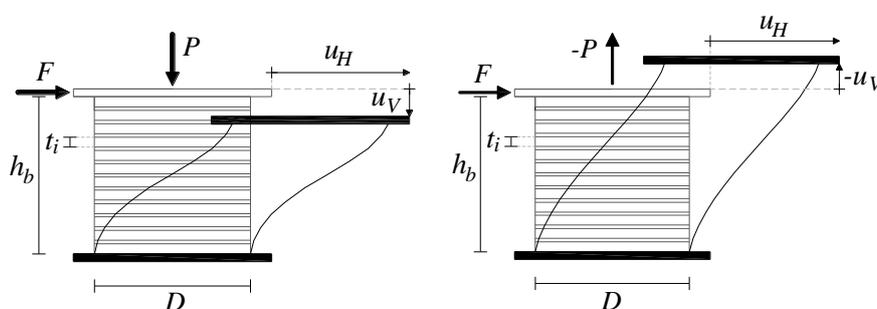
$$\sigma_{tu} \leq \min(2 \cdot G_{din}, 1 \text{MPa}) \quad (3.54)$$

Infine, la tensione massima (σ_s) agente ortogonalmente ai lamierini in acciaio (aventi spessore t_s), in accordo con le NTC18 (2018), non deve superare la tensione limite (f_{yk}) che produce lo snervamento (espressione (3.55)).

$$\sigma_s = \frac{2.6 \cdot P \cdot t_i}{A_r \cdot t_s} \leq f_{yk} \quad (3.55)$$

3.3.1.2 MODELLAZIONE

Il comportamento meccanico degli isolatori elastomerici, in relazione alle loro caratteristiche meccaniche, può essere modellato come visco-elastico (lineare o non lineare) oppure isteretico (bilineare). Le NTC18 (2018), se sono soddisfatti tutti i criteri prescritti, consentono l'impiego di un modello lineare che prevede l'adozione di una rigidezza equivalente (K_{eff}), riferita allo spostamento totale di progetto per lo stato limite in esame, e di un fattore di smorzamento viscoso equivalente (ζ_{eff}), che si ottiene imponendo l'equivalenza tra l'energia dissipata dall'isolatore in un ciclo di carico e quella che verrebbe dissipata da un dissipatore viscoso lineare nello stesso ciclo.



(a) Carico assiale di compressione.

(b) Carico assiale di trazione.

Figura 3.12 – Risposta di un isolatore HDRB, sotto carichi laterali e assiali.

La risposta di un isolatore HDRB soggetto ad un carico trasversale (F), agente simultaneamente ad un carico assiale (P) di compressione (Figura 3.12a) o di trazione (Figura 3.12b), è caratterizzata da uno spostamento orizzontale (u_H) e da uno spostamento verticale ($\pm u_v$) (Mazza e Vulcano 2012).

In particolare, quando l'isolatore è soggetto a compressione (o trazione), l'accorciamento (o l'allungamento) è dovuto non solo alla deformazione assiale dell'elastomero, ma anche alla rotazione degli strati centrali dell'isolatore, che induce una deformazione di taglio per effetto della componente del carico assiale parallela a tali strati

deformati (Kelly 2003). Numerose evidenze sperimentali (Ryan et al. 2004, Buckle e Kelly 1986, Warn et al. 2007, Weisman e Warn 2012, Nagarajaiah e Ferrell 1999) hanno evidenziato una diminuzione della rigidità orizzontale (a partire dal valore nominale K_H) al crescere del carico assiale di trazione o compressione (P). Dalle medesime esperienze sperimentali è evidenziata la diminuzione della rigidità verticale (a partire dal valore nominale K_V) al crescere dello spostamento orizzontale dell'isolatore elastomerico (u_H). Le rigidità orizzontale (K_H) e verticale (K_V) sono calcolate, in generale, come riportato in (3.56) e (3.57) rispettivamente.

$$K_H = \frac{G_{din} \cdot A}{t_e} \quad (3.56)$$

$$K_V = \frac{E_c \cdot A_l}{t_e} \quad (3.57)$$

Per gli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRBs), utilizzati per la struttura di cui al § 4 (Oliveto et al. 2013, Athanasiou 2015), sono stati utilizzati diversi modelli, per tenere conto, in modo più o meno preciso, delle fonti di non linearità che ne caratterizzano il comportamento.

Il modello SM è il più semplice tra quelli applicati. Consiste, infatti, nell'utilizzo in parallelo di una molla elastica e di una cella viscosa sia per le direzioni orizzontali che per quella verticale (Figura 3.13a). Le forze assiali elastiche ($F_{KL,x}$, $F_{KL,y}$ e P_{KI}) e viscosi ($F_{CI,x}$, $F_{CI,y}$ e P_{CI}) sono proporzionali agli spostamenti orizzontali e verticale ($u_{H,x}$, $u_{H,y}$ e u_V), e sono fra loro disaccoppiate (equazioni (3.58) e (3.60)).

Nelle (3.58) K_{HI} e K_{VI} rappresentano i valori nominali delle rigidità orizzontale e verticale rispettivamente, calcolate allo spostamento di progetto (S_d) e quindi per una deformazione da taglio (γ) pari ad 1 ed a carico assiale nullo. I termini ζ_H (ζ_V) e T_{IH} (T_{IV}) sono, rispettivamente, il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ed il periodo fondamentale di vibrazione nella direzione orizzontale (verticale). Le rotazioni flessionali e torsionali sono trascurate assumendo che le piastre superiore e inferiore non subiscano rotazioni significative.

Il modello finora descritto (SM) non tiene in alcuna considerazione i fenomeni non lineari a cui l'isolatore elastomerico può andare incontro, stimando perciò in modo inaccurato la risposta del dispositivo.

È, dunque, necessario l'uso di un modello che sia semplice ma allo stesso tempo accurato per tener conto del comportamento non lineare che dispositivi del tipo HDRB esibiscono (Ryan et al. 2004, Buckle e Kelly 1986, Warn et al. 2007, Weisman e Warn 2012, Nagarajaiah e Ferrell 1999).

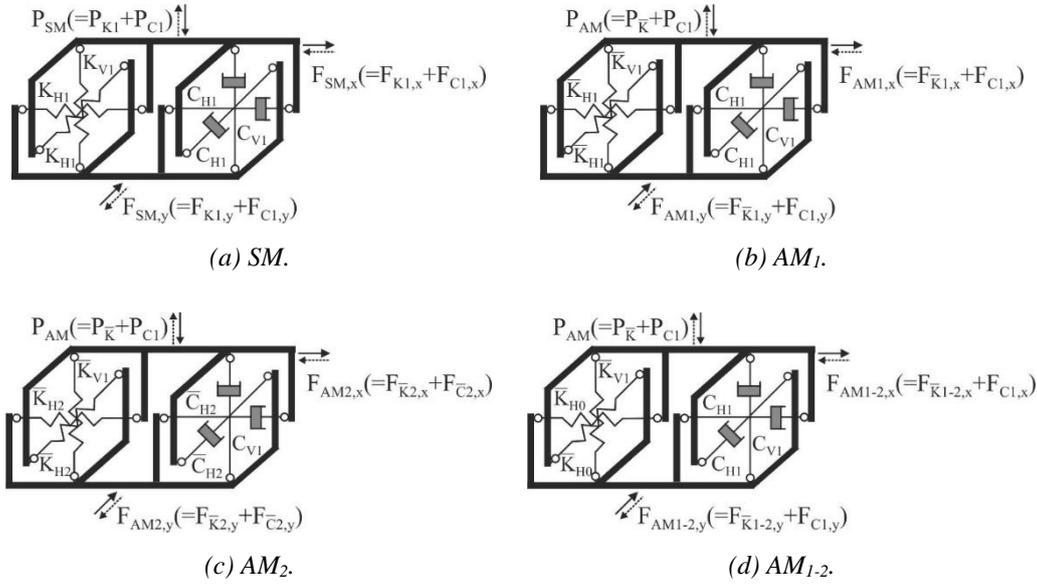


Figura 3.13 – Modelli three-spring-three-dashpot per isolatori elastomerici.

$$\begin{Bmatrix} F_{SM,x} \\ F_{SM,y} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_{K1,x} \\ F_{K1,y} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} F_{C1,x} \\ F_{C1,y} \end{Bmatrix} = K_{H1} \cdot \begin{Bmatrix} u_{H,x} \\ u_{H,y} \end{Bmatrix} + C_{H1} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{u}_{H,x} \\ \dot{u}_{H,y} \end{Bmatrix} \quad (3.58)$$

$$C_{H1} \cong \frac{\zeta_H \cdot K_{H1} \cdot T_{IH}}{\pi} \quad (3.59)$$

$$P_{SM} = P_{K1} + P_{C1} = K_{V1} \cdot u_V + C_{V1} \cdot \dot{u}_V \cong K_{V1} \cdot u_V + \frac{\zeta_V \cdot K_{V1} \cdot T_{IV}}{\pi} \cdot \dot{u}_V \quad (3.60)$$

Al fine di considerare l'effetto del carico assiale sulla rigidezza orizzontale e l'effetto che lo spostamento laterale ha sulle rigidezze orizzontale e verticale, è stato impiegato il modello AM_1 (Mazza 2018a, Mazza e Labernarda 2021a). Esso è caratterizzato dall'accoppiamento di tre molle elastiche non lineari nelle direzioni orizzontale e verticale, assumendo uno spostamento verticale modificato (u_V^*) che tiene conto dell'accorciamento o allungamento assiale dovuti agli effetti geometrici del secondo ordine. Lo schema del modello è riportato in Figura 3.13b.

$$\begin{Bmatrix} F_{AM1,x} \\ F_{AM1,y} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_{\bar{K}1,x} \\ F_{\bar{K}1,y} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} F_{C1,x} \\ F_{C1,y} \end{Bmatrix} = \bar{K}_{H1} \cdot \left(1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right) \cdot \begin{Bmatrix} u_{H,x} \\ u_{H,y} \end{Bmatrix} + C_{H1} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{u}_{H,x} \\ \dot{u}_{H,y} \end{Bmatrix} \quad (3.61)$$

$$P_{AM} = P_{\bar{K}} + P_{C1} = \bar{K}_{V1} \cdot u_V^* + C_{V1} \cdot \dot{u}_V \quad (3.62)$$

$$\bar{K}_{VI} \cdot u_V^* \cong \frac{K_{VI} \cdot \text{sgn}(u_V)}{1 + 48 \cdot \left(\frac{u_H}{\pi \cdot D_b} \right)^2} \cdot \left(|u_V| - \frac{16 \cdot \alpha_b}{\pi^2 \cdot D_b \cdot S_2 \cdot \alpha_{KI}} \cdot u_H^2 \right) \quad (3.63)$$

La risposta nelle direzioni orizzontali è regolata dalle equazioni (3.61), all'interno delle quali la rigidezza orizzontale è valutata tramite l'equazione seguente:

$$\bar{K}_{HI} = K_{H0} \cdot \left[1 - C_s \cdot \tanh \left(\alpha \frac{u_H}{t_e} \right) \right] = \frac{G_0 \cdot A}{t_e} \cdot \left[1 - C_s \cdot \tanh \left(\alpha \frac{u_H}{t_e} \right) \right] \quad (3.64)$$

dove u_H è espresso in mm e la variazione del modulo di taglio (G) ha la seguente espressione:

$$G(\gamma) = G_0 \cdot \left[1 - C_s \cdot \tanh(\alpha \cdot \gamma) \right] \quad (3.65)$$

Il valore del modulo di taglio a deformazione da taglio nulla ($G_0 = G(\gamma=0)$) è calcolato come di seguito:

$$G_0 = \frac{G(\gamma=1)}{(1 - C_s)} = 1.481 \cdot G_1 \quad (3.66)$$

Nelle equazioni precedenti: α è una costante adimensionale con valore pari a quello dello spessore globale della gomma (t_e); C_s è una costante adimensionale pari a 0.325 (Nagarajiah e Ferrell, 1999); D_b rappresenta il diametro dell'isolatore; $\alpha_{KI} = K_{VI}/K_{HI}$ è il rapporto nominale di rigidezza; $\alpha_b = h_b/t_e$ dove h_b è l'altezza totale dell'isolatore; S_1 ed S_2 sono i fattori di forma dati, rispettivamente, dalle equazioni (3.36) e (3.37).

Nella (3.61) compare il carico critico ridotto (P'_{cr}), la cui variazione (equazione (3.67)) in funzione dello spostamento orizzontale (u_H), e quindi della deformazione da taglio (γ), è un'approssimazione bilineare del metodo dell'area ridotta (Warn et al. 2007).

$$P'_{cr} = 0.2 \cdot P_{cr} \text{ se } \frac{A_r}{A} \leq 0.2, \quad P'_{cr} = P_{cr} \cdot \frac{A_r}{A} \text{ se } \frac{A_r}{A} > 0.2, \quad P_{cr} = \frac{\pi \cdot G(\gamma) \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot A}{2\sqrt{2}} \quad (3.67)$$

dove A ed A_r sono, rispettivamente, l'area dell'isolatore e l'area ridotta dovuta allo spostamento laterale. La variabilità del carico critico dipende anche dal modulo di taglio (G), a sua volta funzione della deformazione da taglio (γ) e quindi dello spostamento orizzontale (u_H).

I modelli SM ed AM₁ non tengono conto della variabilità dello smorzamento in direzione orizzontale che dipende anch'esso dallo spostamento orizzontale e quindi dalla deformazione da taglio (Markou et al. 2017). Per questa ragione è stato impiegato il modello AM₂ (Figura 3.13c). Esso è caratterizzato da leggi non lineari per la rigidezza e lo smorzamento orizzontali (FIP 2018).

$$\begin{Bmatrix} F_{AM2,x} \\ F_{AM2,y} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_{\bar{K}2,x} \\ F_{\bar{K}2,y} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} F_{\bar{C}2,x} \\ F_{\bar{C}2,y} \end{Bmatrix} = \bar{K}_{H2} \cdot \left(1 - \left(\frac{P}{P'_{cr}} \right)^2 \right) \cdot \begin{Bmatrix} u_{H,x} \\ u_{H,y} \end{Bmatrix} + \bar{C}_{H2} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{u}_{H,x} \\ \dot{u}_{H,y} \end{Bmatrix} \quad (3.68)$$

$$\bar{K}_{H2} = K_{H0} \cdot \left[0.337 + 0.663 \cdot e^{-4.64 \cdot \gamma} \right] \cdot \left(1 - \left(\frac{P}{P'_{cr}} \right)^2 \right) \quad (3.69)$$

$$\bar{C}_{H2} = C_{H0} \cdot \left[0.543 + 0.457 \cdot e^{-2.843 \cdot \gamma} \right] \quad (3.70)$$

Il modulo di taglio (G_0) e la viscosità (C_{H0}) a deformazione da taglio nulla sono stati calcolati come riportato nelle equazioni seguenti.

$$G_0 = \frac{G(\gamma=1)}{0.342} = 2.921 \cdot G_1 \quad (3.71)$$

$$C_{H0} = \frac{C_H(\gamma=1)}{0.587} = 1.705 \cdot C_{H1} \quad (3.72)$$

Al fine di riassumere quanto finora descritto, in Figura 3.14 sono riportate le leggi di variazione del modulo di taglio e dello smorzamento normalizzate rispetto ai corrispondenti valori per $\gamma=1$.

È utile notare che sono fatte differenti assunzioni sul valore iniziale del modulo di taglio (G_0) nei modelli SM ($G_0=G_1$), AM₁ ($G_0=1.481G_1$) ed AM₂ ($G_0=2.921G_1$); ciò mostra come, per bassi valori di spostamento orizzontale, ci siano notevoli differenze di rigidità, mentre, per valori crescenti di spostamento orizzontale, le differenze diventano trascurabili. In virtù di questo fatto, è stato impiegato il modello AM₁₋₂ (Figura 3.13d) che combina il valore iniziale del modulo di taglio del modello AM₂ con la legge di variazione $G=G(\gamma)$ del modello AM₁.

Per i modelli SM, AM₁ ed AM₁₋₂ è stato assunto un valore costante del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente, mentre per il modello AM₂ è stata utilizzata la legge esponenziale (3.70). Gli andamenti delle leggi adottate sono riportati nella Figura 3.14a per il modulo di taglio (G), e nella Figura 3.14b per lo smorzamento (ζ).

L'affidabilità del modello AM₁ è stata confermata confrontando le predizioni del modello proposto coi risultati sperimentali (Weisman e Warn 2012) e di simulazione numerica (Rastgoo Moghadam e Konstantinidis 2017) presenti in letteratura. A questo scopo sono stati considerati due isolatori elastomerici in scala, identici dal punto di vista geometrico e di caratteristiche meccaniche. L'unica differenza consiste nella presenza di un foro centrale nell'isolatore in Weisman e Warn (2012) che, possiede, quindi una sezione

anulare (Figura 3.15a) invece che circolare (Figura 3.15b) come in Rastgoo Moghadam e Konstantinidis (2017).

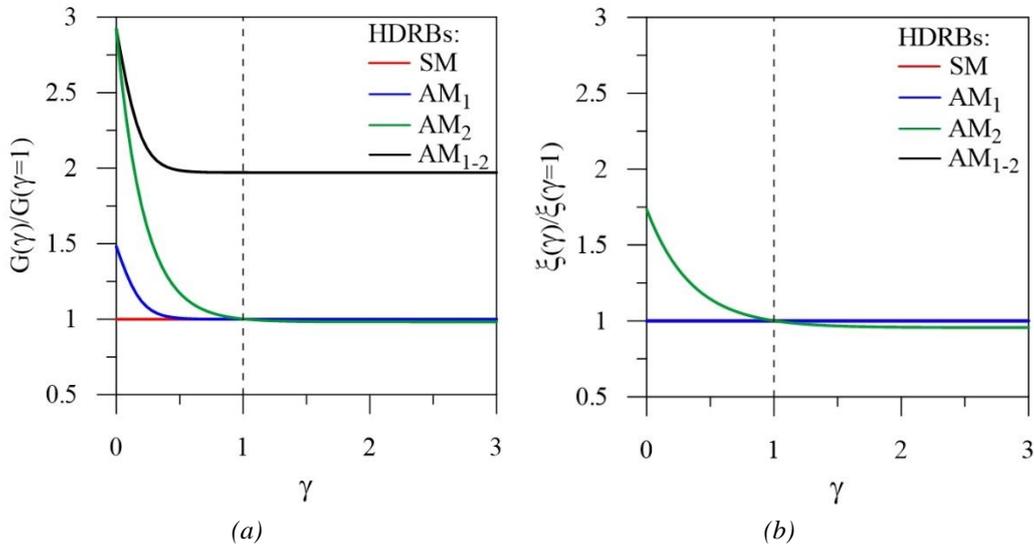


Figura 3.14 – Proprietà dei modelli proposti per isolatori elastomerici.

La Tabella 3.1 riporta le principali grandezze geometriche e meccaniche degli isolatori in questione: i diametri esterno (D_{be}) ed interno (D_{bi}); il ricoprimento laterale (c_b); lo spessore del singolo strato di gomma (t_{el}) e del lamierino metallico (t_{il}); il numero degli strati di gomma (n_e) e di lamierini metallici (n_i); i fattori di forma primario (S_1) e secondario (S_2); il modulo di taglio a $\gamma=1$ (G_I) il modulo di compressibilità (E).

Tabella 3.1 – Proprietà degli isolatori elastomerici in scala (unità in mm e MPa).

Isolatore	D_{be}	D_{bi}	c_b	t_{el}	t_{il}	n_e	n_i	S_1	S_2	G_I	E
Sezione anulare	152	30	12	3	3	20	19	10.2	2.5	0.9	562
Sezione circolare	152	-	12	3	3	20	19	12.7	2.5	0.9	871

Di Weisman e Warn (2012) sono stati utilizzati i risultati sperimentali sul calcolo del carico critico (P'_{cr}). Sono stati, successivamente, normalizzati rispetto al valore del carico critico (P_{cr}) calcolato a deformazione da taglio nulla utilizzando l'equazione (3.67).

Come si evince dalla Figura 3.16a il carico critico (P'_{cr}) decresce all'aumentare dello spostamento laterale, ed il metodo dell'area ridotta ne fornisce stime conservative (per $u_H/D_{be} < 0.92$). Nello stesso grafico è riportata la legge esponenziale (ottenuta mediante interpolazione dei dati sperimentali) relativa alla variazione di P'_{cr} con la deformazione da taglio γ .

$$P'_{cr} = P_{cr} \cdot e^{-1.637 \cdot \gamma} \quad (3.73)$$

Una volta tarata la legge (3.73), l'isolatore a sezione circolare è stato analizzato, comparando i risultati numerici ottenuti dal modello AM₁ e dal modello FEM 3D (ad elementi finiti) realizzato con ABAQUS (Rastgoo Moghadam e Konstantinidis 2017).

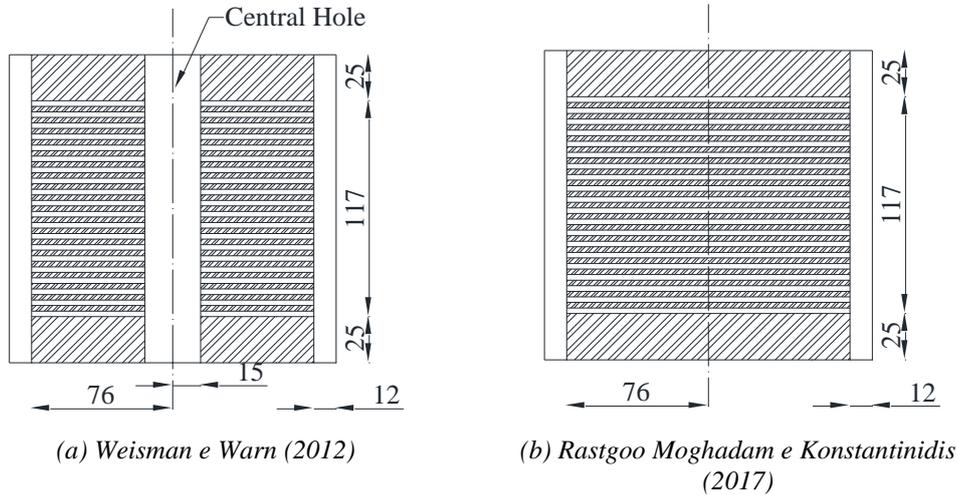
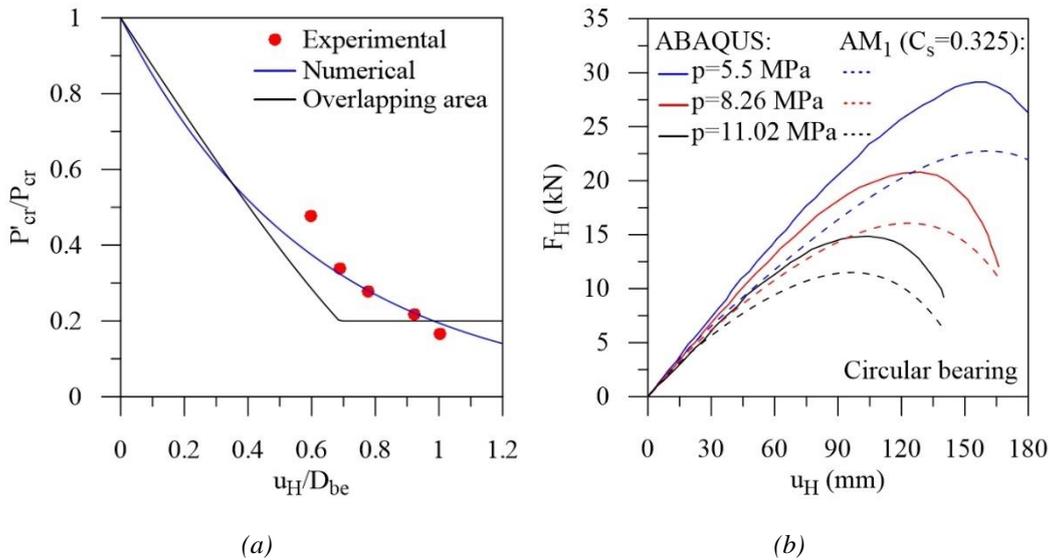
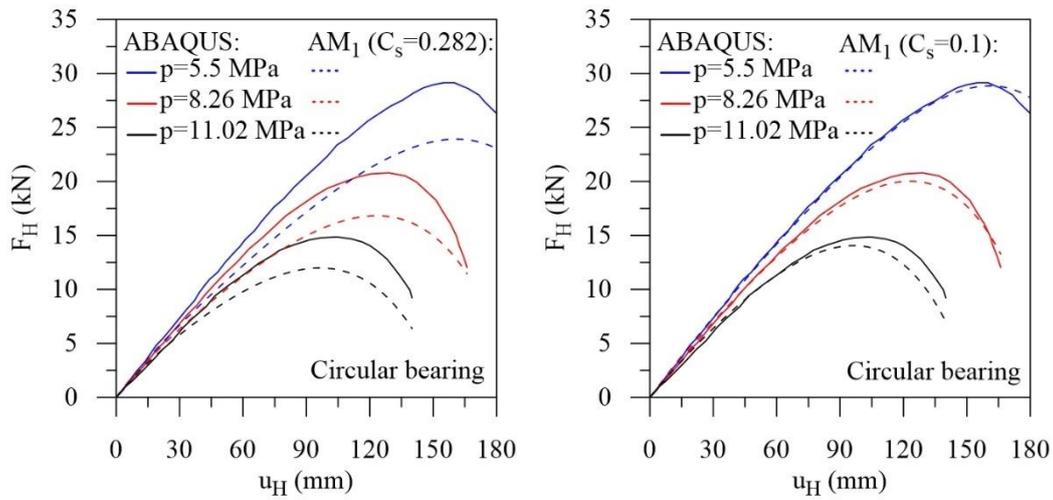


Figura 3.15 – Dettagli degli isolatori elastomerici in scala (unità in mm).

In particolare, nella Figura 3.16b,c,d sono diagrammati i legami forza laterale (F_H) – spostamento laterale (u_H) per diversi livelli della pressione nominale ($p=P/A=5.5, 8.26$ e 11.02 MPa). La variabilità del carico critico P'_{cr} è stata modellata mediante l'equazione (3.73) per il modello AM₁.



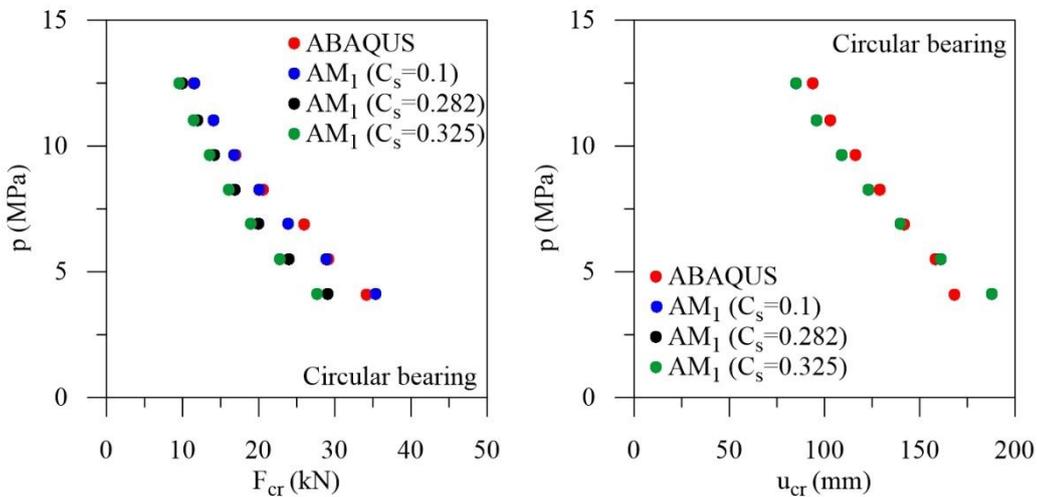


(c)

(d)

Figura 3.16 – Confronto tra risultati sperimentali e numerici per l'isolatore: (a) sezione anulare (Weisman e Warn 2012); (b,c,d) sezione circolare (Rastgoo Moghadam e Konstantinidis 2017).

In aggiunta sono stati considerati tre diversi valori per la costante C_s nelle equazioni (3.64) e (3.65): $C_s=0.325$ in Figura 3.16b; $C_s=0.282$ (Vemuru et al. 2014) in Figura 3.16c; $C_s=0.100$ in Figura 3.16d. Questi ultimi sono stati calibrati sulla base dei dati sperimentali.



(a) Forza laterale critica..

(b) Spostamento laterale critico.

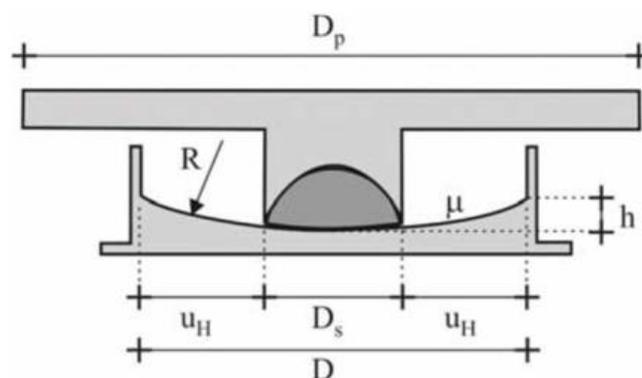
Figura 3.17 – Punti critici stimati dai modelli FEM 3D ed AM1 per l'isolatore a sezione circolare.

Il valore di C_s non influenza la rigidezza iniziale dell'isolatore, mentre, quando si considerano i valori di 0.325 e 0.282 si ha una sottostima della forza laterale all'aumentare dello spostamento u_H , in particolar modo per bassi livelli di pressione nominale. Quando, invece, per la costante C_s è assunto il valore 0.100, i risultati del modello AM1 sono piuttosto simili ed in accordo a quanto ottenuto dal modello FEM 3D in Rastgoo Moghadam e Konstantinidis (2017).

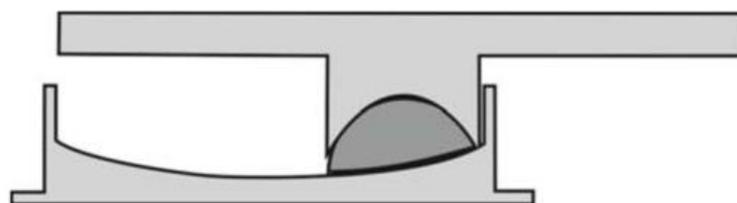
È stata condotta, infine, un'analisi sulla capacità predittiva dei punti critici nel legame F_H-u_H , assumendo che questi ultimi siano raggiunti in corrispondenza del massimo del legame F_H-u_H (Weisman e Warn 2012). In Figura 3.17 sono riportati i valori della forza F_{cr} (a) e dello spostamento $u_{H,cr}$ (b) per diversi valori di pressione nominale. I risultati del modello AM₁ sono paragonati a quelli del modello FEM 3D per i tre diversi valori di C_s indagati. Il modello AM₁ è in perfetto accordo col modello FEM 3D per quanto riguarda lo spostamento $u_{H,cr}$ indipendentemente da C_s (suggerendo, quindi, una lievissima influenza di quest'ultimo parametro sulla stima di $u_{H,cr}$). AM₁ fornisce una significativa sottostima della forza F_{cr} quando C_s è assunto pari a 0.325 e 0.282; stima molto bene, invece, F_{cr} se C_s vale 0.100.

3.3.2 ISOLATORI A SCORRIMENTO

Gli isolatori a scorrimento hanno lo stesso scopo degli isolatori elastomerici ma differiscono, ovviamente, per il principio di funzionamento e per la tecnologia costruttiva. Essi consentono il moto orizzontale relativa fra la sovrastruttura e la parte sottostante (fondazione) solidale al terreno. Lo scorrimento che avviene fra due superfici a basso coefficiente d'attrito (nella maggior parte dei casi acciaio e Teflon (PTFE)) consente di limitare la forza trasmessa alla sovrastruttura, permettendo la dissipazione di una parte dell'energia in ingresso (Mezzina et al. 2011).



(a) Configurazione iniziale



(b) Configurazione di massimo spostamento

Figura 3.18 – Isolatore a pendolo semplice.

Gli isolatori a scorrimento, noti anche come CSSB (*Curved Sliding Surface Bearing*), sono distinti in tre tipologie: slitte, isolatori a pendolo semplice ed a pendolo doppio. Le prime hanno superficie di scorrimento piana e non sono mai impiegate come unico componente del sistema di isolamento a meno che non incorporino elementi atti ad aumentare la rigidezza iniziale e la capacità dissipativa e/o fornire capacità di ricentraggio. Gli isolatori a pendolo semplice consentono il ricentraggio grazie alla geometria, caratterizzata da una superficie di scorrimento curva, ed al peso proprio della sovrastruttura. Essi si compongono di un elemento articolato, di forma emisferica, scorrevole su una superficie concava in acciaio cromato (Figura 3.18).

Gli isolatori a pendolo doppio rappresentano una variante dell'isolatore a pendolo semplice; nello specifico sono caratterizzati dalla presenza di due superfici concave di scorrimento in acciaio, separate da un elemento emisferico articolato rivestito da materiale non metallico (in genere Teflon (PTFE)).

3.3.2.1 BASI TEORICHE

Il principio di funzionamento degli isolatori a pendolo semplice è piuttosto intuitivo, essendo ispirato a quello di un pendolo (Figura 3.19). Esso consente, proprio grazie alla particolare geometria, il ricentraggio della struttura dopo un evento sismico.

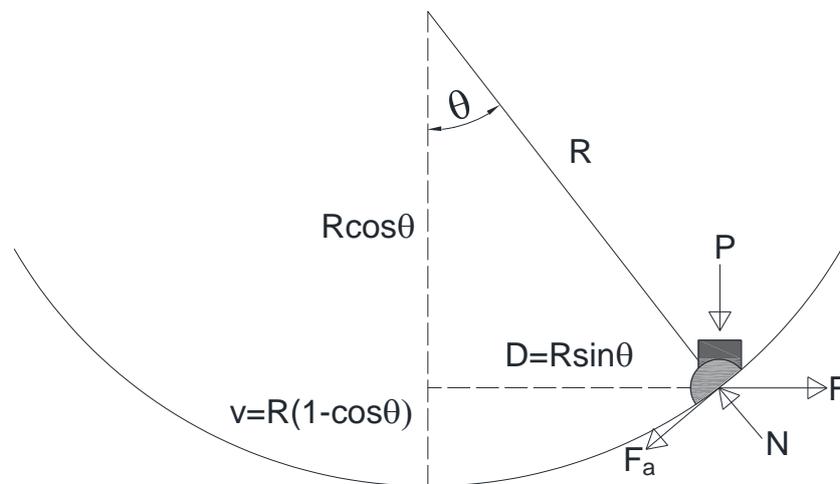


Figura 3.19 – Principio di funzionamento di un isolatore a pendolo semplice.

Il carico assiale sull'isolatore (P) è dato dal carico della sovrastruttura, mentre la forza di attrito (F_a) è data dal prodotto tra il carico assiale (P) ed il coefficiente d'attrito (μ) presente tra le due superfici a contatto (acciaio-Teflon).

La grandezza geometrica più rilevante nel comportamento e nella progettazione di un isolatore a scorrimento a superficie curva (CSSB) è il raggio di curvatura (R) della superficie di scorrimento. Da esso, infatti, dipendono il periodo di vibrazione del sistema (T_i), dato dalla (3.74), ed il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (ζ_{eff}), dato dalla (3.75).

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{I}{g \left(\frac{I}{R} + \frac{\mu}{S_d} \right)}} \quad (3.74)$$

$$\xi_{eff} = \frac{2\mu}{\pi \left(\mu + \frac{S_d}{R} \right)} \quad (3.75)$$

Nelle espressioni precedenti g rappresenta l'accelerazione di gravità, S_d è lo spostamento di progetto del sistema di isolamento (calcolato allo SLC). Come si può notare il periodo di vibrazione del sistema non dipende dalla massa della sovrastruttura e la dissipazione è funzione, oltre che del coefficiente d'attrito (μ) e del raggio di curvatura (R), anche dello spostamento di progetto del sistema di isolamento (S_d). Ciò comporta che la capacità dissipativa assume valori differenti in relazione alla domanda di spostamento del sistema.

La rigidità verticale dell'isolatore a scorrimento è molto elevata e si mantiene costante rispetto alla variazione dello spostamento orizzontale (u_H), a differenza degli isolatori elastomerici.

Altra caratteristica importante da richiamare è il fatto che gli isolatori a scorrimento non possono funzionare in presenza di carico assiale di trazione, ragion per cui la progettazione di un sistema siffatto deve fare in modo che, anche nella situazione più sfavorevole, ogni isolatore risulti soggetto a compressione assiale.

3.3.2.2 MODELLAZIONE

Il comportamento meccanico di un isolatore a scorrimento dipende dal carico assiale (P) e dal coefficiente d'attrito (μ). Esso è schematizzabile, in modo semplificato, mediante una legge bilineare senza degradazione all'aumentare del numero dei cicli. Può essere, quindi, considerato come una molla lineare caratterizzata da un proprio smorzamento viscoso equivalente (per entrambe le direzioni orizzontali). La legge bilineare può essere descritta come somma di un legame diversi:

- legame lineare di pendenza pari al rapporto fra il peso della sovrastruttura (W) ed il raggio di curvatura (R);
- legame rigido-plastico caratterizzato dalla forza di attrito (F_a) pari a μW .

L'equazione che descrive il comportamento meccanico descritto è la seguente:

$$F = F_r + F_a = \frac{W}{R} u_H + \mu W \text{sign}(\dot{u}_H) \quad (3.76)$$

dove F_r è la forza di richiamo, che tende a ricentrare il sistema, F_a è la forza d'attrito che si oppone al moto del sistema. La rigidità efficace del sistema (K_{eff}) e la costante di smorzamento della cella viscosa equivalente (C_{eff}) possono essere calcolate, nel caso si

desideri modellare il sistema con comportamento lineare, come nelle equazioni (3.77) e (3.78).

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{u_H} \quad (3.77)$$

$$C_{eff} = \frac{\xi_{eff} \cdot K_{eff} \cdot T_i}{\pi} \quad (3.78)$$

Una schematizzazione del modello meccanico e del legame forza-spostamento sono riportati in Figura 3.20.

Da quanto espresso finora e dalla (3.76) si comprende come l'isolatore a scorrimento si comporti rigidamente fino al raggiungimento della forza d'attrito per cui si ha lo scorrimento, per poi esibire un comportamento lineare con pendenza pari al rapporto fra il peso della sovrastruttura (W) ed il raggio di curvatura (R).

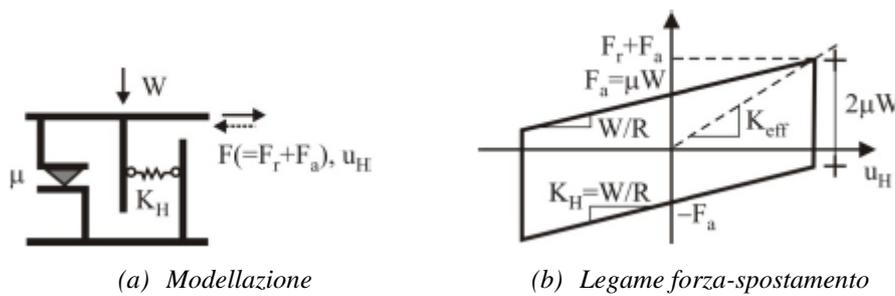


Figura 3.20 – Modello e risposta di un isolatore a pendolo semplice.

Una modellazione più accurata deve tener conto della variabilità che carico assiale e coefficiente d'attrito possono avere durante un evento sismico.

Il legame forza-spostamento e la rigidezza laterale sono molto variabili durante un evento sismico poiché sono proporzionali al carico assiale. Nello specifico il carico assiale (P) sull'isolatore è combinazione del peso della sovrastruttura (W) e del contributo addizionale (ΔN) dovuto alle accelerazioni orizzontali e verticali (equazioni (3.79) e (3.80)).

$$N = W \pm \Delta N \quad (3.79)$$

$$P = N \text{ se } u_v \geq 0 \text{ and } P = 0 \text{ se } u_v < 0 \quad (3.80)$$

Dalla (3.80) è possibile constatare come i modelli di isolatori a scorrimenti debbano tener conto che questi ultimi non reagiscono a trazione quando il carico assiale (P) diventa negativo. Lo smorzamento in direzione orizzontale può essere trascurato.

La variabilità del coefficiente d'attrito è legata alla presenza di diversi fenomeni che, durante il moto del sistema, possono presentarsi. Tra questi hanno una notevole influenza

il carico assiale (P), la velocità di scorrimento (v), la temperatura all'interfaccia di scorrimento (T) e l'attrito di primo distacco ed all'inversione del moto.

L'incremento del coefficiente d'attrito dinamico con l'aumento della velocità è stato osservato in numerose esperienze sperimentali (Constantinou et al. 1990, Mokha et al. 1991, Dolce et al. 2005). Constantinou et al. (1990) propone una dipendenza del coefficiente d'attrito dinamico con la velocità del tipo esponenziale (Figura 3.21a)

$$\mu(v) = \mu_{HV} - (\mu_{HV} - \mu_{LV}) \cdot e^{-\alpha_{dyn} \cdot |v|} \quad (3.81)$$

Nella (3.81) μ_{HV} e μ_{LV} indicano, rispettivamente, il coefficiente d'attrito dinamico ad alta velocità ed a bassa velocità, mentre il parametro α_{dyn} è calibrato sulla base di prove sperimentali.

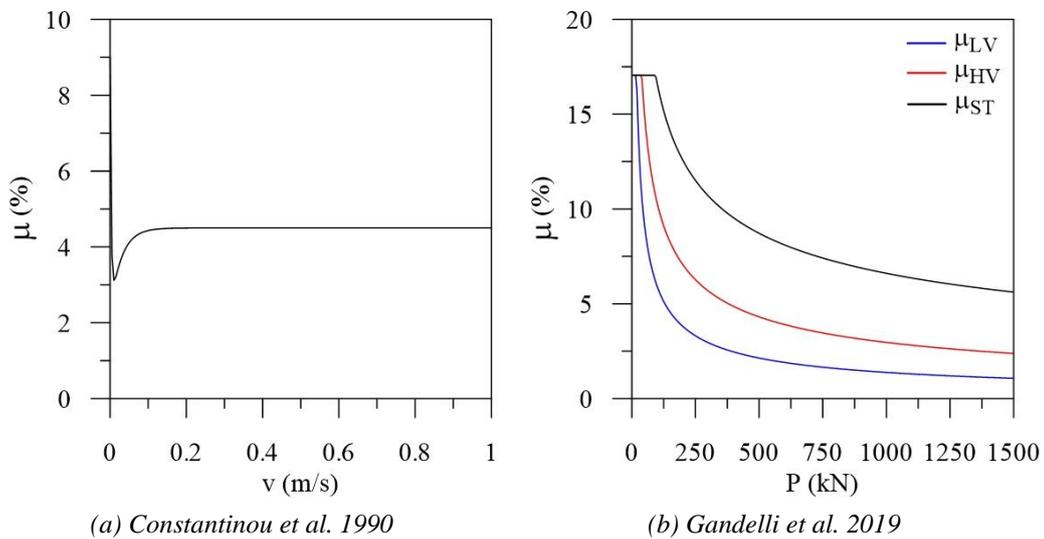


Figura 3.21 – Variabilità del coefficiente d'attrito: con la velocità (a); con il carico assiale (b).

L'effetto del carico assiale (P) sul coefficiente d'attrito è stato molto indagato in letteratura. Numerose evidenze sperimentali (Mokha et al. 1991, Dolce et al. 2005) hanno messo in luce come il coefficiente d'attrito dinamico (per differenziarlo dal coefficiente d'attrito statico) si riduca all'aumentare della pressione di contatto (data dal rapporto fra il carico assiale P e l'area di contatto A), con un decremento costante e poco sensibile alla velocità di scorrimento. Diverse leggi empiriche, tarate su prove sperimentali, sono state proposte in letteratura (Lomiento et al. 2013, Kumar et al. 2014).

$$\mu(p) = \mu_{p0} \cdot 0.7^{0.02(p-p_0)} \quad (3.82)$$

$$\mu(W) = \mu_{s0} \cdot e^{-P/P_{ref}} \quad (3.83)$$

Nella (3.82), ricavata in Kumar et al. (2014), μ_{p0} indica il coefficiente d'attrito dinamico ad alta velocità calcolato alla pressione di riferimento p_0 . Nella (3.83), descritta

in Lomiento et al. (2013), μ_{s0} rappresenta il coefficiente d'attrito a bassa velocità calcolato a carico assiale nullo ($P=0$), mentre P_{ref} è un valore del carico assiale ottenuto dalla procedura di taratura della legge.

Non considerare l'attrito di primo distacco (o attrito statico (μ_{St})), ed il suo valore all'inversione del moto, può portare a sottostimare la risposta dell'isolatore a scorrimento in queste fasi (Gandelli et al. 2019, Quaglini et al. 2014).

La formulazione proposta da Gandelli et al. (2019) contempla gli effetti della velocità di scorrimento, del carico assiale e dell'attrito di primo distacco ed all'inversione del moto.

$$\mu(P, v) = \mu_{HV}(P) - [\mu_{HV}(P) - \mu_{LV}(P)] \cdot e^{-\alpha_{dyn} |v|} + \left\{ [\mu_{St}(P) - \mu_{LV}(P)] \cdot e^{-\alpha_{St} |v|} \right\} \cdot \frac{|sign(v) - sign(u)|}{2} \quad (3.84)$$

$$\mu_{HV}(P) = A_{HV} \cdot P^{(n_{HV}-1)} \quad (3.85)$$

$$\mu_{LV}(P) = A_{LV} \cdot P^{(n_{LV}-1)} \quad (3.86)$$

$$\mu_{St}(P) = A_{St} \cdot P^{(n_{St}-1)} \quad (3.87)$$

Nella (3.84) il termine relativo all'attrito dinamico ha la stessa forma dell'equazione proposta da Constantinou et al. (1990). Viene aggiunto il secondo termine che tiene conto dell'attrito di primo distacco (a velocità nulla) e dell'aumento del coefficiente d'attrito all'inversione del moto. La variabilità di μ con il carico assiale P (Figura 3.21b) è data dalle relazioni (3.85), (3.86) e (3.87), all'interno delle quali i parametri presenti sono ottenuti mediante interpolazione dei dati sperimentali (Gandelli et al. 2019).

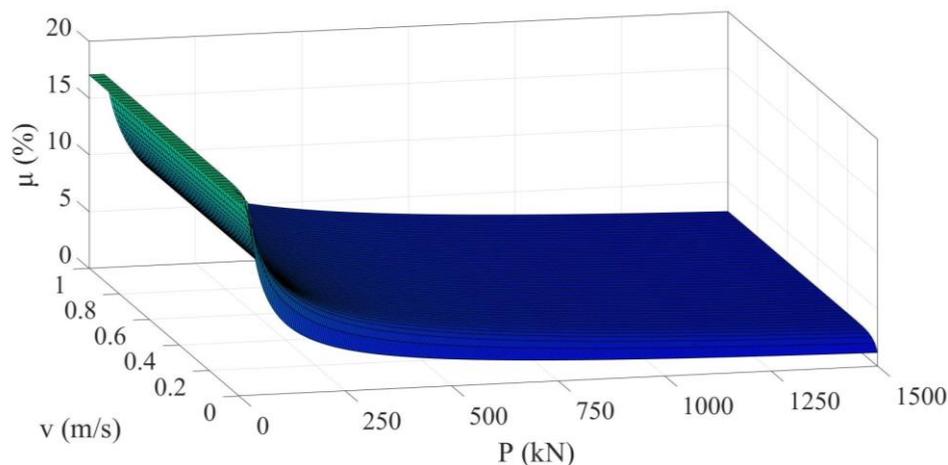


Figura 3.22 – Rappresentazione grafica della variabilità del coefficiente d'attrito in funzione di velocità e carico assiale secondo la (3.84).

Le tre espressioni in questione descrivono l'andamento, rispettivamente, del coefficiente di attrito dinamico ad alta velocità (μ_{HV}), a bassa velocità (μ_{LV}) e statico (μ_{St}) in funzione del carico assiale (P). Il coefficiente d'attrito, come riportato nella Figura 3.21b, cresce rapidamente al decrescere di P raggiungendo, però, un valore limite dato dal prodotto (al diminuire del carico assiale il coefficiente d'attrito rimane costante).

La Figura 3.22 rappresenta la variabilità del coefficiente d'attrito $\mu(P, v)$ espresso dalla (3.84) in funzione della velocità di scorrimento e del carico assiale agente sull'isolatore, mostrando il raggiungimento del valore di soglia per valori del carico assiale prossimi allo zero. Un ulteriore parametro che influenza il coefficiente d'attrito è la temperatura all'interfaccia di scorrimento. Numerose evidenze sperimentali (Quaglini et al. 2014, Gandelli et al. 2019, Kumar et al. 2014, Lomiento et al. 2013) hanno dimostrato che il coefficiente d'attrito subisce una diminuzione all'aumentare della temperatura all'interfaccia di scorrimento.

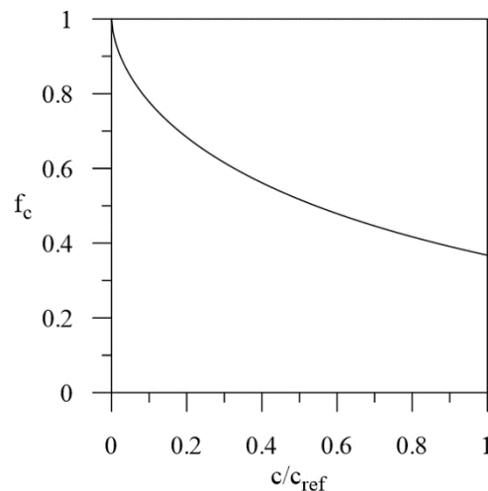


Figura 3.23 – Rappresentazione grafica della variabilità del coefficiente d'attrito in funzione del calore sviluppato all'interfaccia di scorrimento secondo la (3.88).

Alcuni autori (Kumar et al. 2014, Quaglini et al. 2014) hanno proposto approcci utili al calcolo della temperatura all'interfaccia durante il moto. Questi approcci, per quanto le leggi impiegate siano tarate su prove sperimentali, risultano piuttosto complicati e di difficile applicazione numerica. Ciò è dovuto all'intrinseca complessità delle equazioni differenziali alla base del problema termodinamico da risolvere (non riportate poiché esulano dagli scopi della trattazione). Altri autori (Lomiento et al. 2013, Gandelli et al. 2019) propongono leggi che, sebbene risultino più semplici per applicazioni numeriche, sono fisicamente basate e tarate sulla scorta di evidenze sperimentali. Nella fattispecie l'approccio proposto prevede che il coefficiente d'attrito $\mu(P, v)$, così come definito in (3.84), venga moltiplicato per una funzione $f_c(c)$ (Figura 3.23) che tiene conto della riduzione del coefficiente d'attrito all'aumentare della temperatura all'interfaccia (equazione (3.88)).

$$f_c(c) = e^{-\left(\frac{c}{c_{ref}}\right)^\gamma} \quad (3.88)$$

$$c(t) = \int_0^t P(t) \cdot |v(t)|^2 dt \quad (3.89)$$

Nella (3.88) c_{ref} e γ sono due parametri ricavati dal processo di taratura sulla base delle prove sperimentali (Lomiento et al. 2013, Gandelli et al. 2019), mentre la grandezza c è funzione del tempo ed è calcolabile mediante la (3.89).

Il modello di Gandelli et al. (2019) è stato impiegato per considerare la variabilità del coefficiente d'attrito durante il moto, ed il modello isteretico, completo di interazione biassiale, è descritto dalla (3.90),

$$\begin{Bmatrix} F_x \\ F_y \end{Bmatrix} = \mu(P, v, c) \cdot P \cdot \begin{Bmatrix} Z_x \\ Z_y \end{Bmatrix} = \mu(P, v, c) \cdot P \cdot \begin{Bmatrix} \cos\theta \\ \sin\theta \end{Bmatrix}, \quad \theta = \arctan\left(\frac{F_y}{F_x}\right) \quad (3.90)$$

nella quale le quantità adimensionali Z_x e Z_y sono governate da un sistema di due equazioni differenziali che tiene conto dell'interazione biassiale (Nagarajaiah et al. 1989).

3.4 DISPOSITIVI DISSIPATIVI AI PIANI

La dissipazione di energia costituisce uno dei metodi di protezione sismica di edifici nuovi (Mazza e Vulcano 2007, Mazza e Vulcano 2008) di edifici esistenti (Mazza e Vulcano 2014, Mazza 2014a). La dissipazione supplementare di energia viene ottenuta mediante l'utilizzo di dispositivi il cui funzionamento è piuttosto vario:

- dispositivi ad attrito, in cui la dissipazione si concretizza in appositi giunti sfruttando lo scorrimento fra superfici rivestite di materiale ad alto coefficiente d'attrito;
- dispositivi isteretici, in cui la dissipazione si ha per plasticizzazione di elementi in acciaio o piombo;
- dispositivi viscosi, in cui liquidi altamente viscosi forniscono la dissipazione desiderata;
- dispositivi viscoelastici, le cui proprietà elastico-dissipativo sono da attribuire ad uno speciale fluido polimerico di composizione siliconica;
- dispositivi ricentranti, caratterizzati dalla capacità di subire elevate deformazioni; esibiscono un comportamento non lineare capace, però, di non avere deformazioni residue allo scarico.

Alcuni di questi dispositivi sono stati impiegati per collegare strutture adiacenti al fine di ridurre o eliminare il martellamento fra di esse (Licari et al. 2015, Ni et al. 2001, Bhaskararao e Jangid 2006, Jankowski e Mahmoud 2016). In generale, lo spazio disponibile per l'installazione di dissipatori fra due strutture adiacenti è piuttosto limitato e tutti i dispositivi sin qui elencati necessitano di un relativamente ampio spazio per la loro

installazione; non da ultimo bisogna considerare che necessitano di manutenzione ed alcuni di essi devono essere sostituiti dopo un evento sismico

Al fine di superare le difficoltà tecnologiche di cui sopra, vengono proposti, ai fini della mitigazione del martellamento interno fra strutture, *link* dissipativi magnetici, i cui principi di funzionamento, comportamento meccanico, dimensionamento e vantaggi sono discussi nei paragrafi seguenti.

3.4.1 BASI TEORICHE

L'induzione elettromagnetica è stata scoperta, mediante prove sperimentali, da Micheal Faraday in Inghilterra (1831) e da Joseph Henry negli Stati Uniti d'America nello stesso periodo, in modo indipendente.

Questo fenomeno è alla base di qualunque motore elettrico o generatore di corrente elettrica e consiste nella genesi di una corrente elettrica "indotta" dal moto relativo fra un conduttore ed un magnete (Halliday et al. 1994).

Il flusso del campo magnetico (Φ_B) attraverso una qualunque superficie è dato dalla relazione seguente:

$$\Phi_B = \int B \cdot dA \quad (3.91)$$

dove B rappresenta il campo magnetico e dA è un elemento della superficie di integrazione attraverso cui si vuole calcolare il flusso. Le unità di misura del campo magnetico (B) e del flusso del campo magnetico (Φ_B) sono, rispettivamente, il Tesla (T) ed il Weber (Wb).

La legge di induzione di Faraday (equazione (3.92)) asserisce che la differenza di potenziale (ε) indotta è pari alla velocità di variazione del flusso del campo magnetico attraverso il conduttore, cambiata di segno.

$$\varepsilon = -\frac{d\Phi_B}{dt} \quad (3.92)$$

La differenza di potenziale espressa dalla (3.92) genera, all'interno del conduttore (o circuito elettrico), una corrente elettrica (detta parassita). Essa, a sua volta, genera un campo magnetico con verso opposto rispetto a quello che lo ha generato. Quest'ultimo, in virtù delle esperienze di Faraday, Lenz e Lorentz, provoca la nascita di una forza (la cosiddetta forza di Lorentz) che si oppone al moto relativo tra magnete e conduttore. Essa è, in generale, data dalla (3.93).

$$F_L = \int_{\Gamma} (J \times B) d\Gamma \quad (3.93)$$

$$J = \sigma(v \times B) \quad (3.94)$$

Nella (3.93) Γ , J e B sono il volume del conduttore, la densità di corrente indotta ed il campo magnetico, rispettivamente. La densità di corrente indotta J , all'interno del

conduttore, è calcolata come nell'equazione (3.94), assumendo un campo magnetico costante. Nella (3.94) la velocità del moto relativo fra conduttore e magnete è indicata da v , mentre σ rappresenta la conducibilità elettrica del conduttore (misurata in S/m).

Nelle espressioni precedenti l'operatore \times indica il prodotto vettoriale, ricordando che B , J , v ed F_L sono grandezze vettoriali.

3.4.2 MODELLAZIONE

Il dispositivo ECDL (*eddy current damped link*) a correnti parassite proposto è un dissipatore viscoso a comportamento lineare. Le sezioni longitudinale e trasversale sono riportate in Figura 3.24.

Esso è formato da un tubo cilindrico esterno (conduttore paramagnetico) all'interno del quale è libero di muoversi un array di anelli magnetici assialmente magnetizzati, separati da anelli di ferro (Ebrahimi et al. 2008).

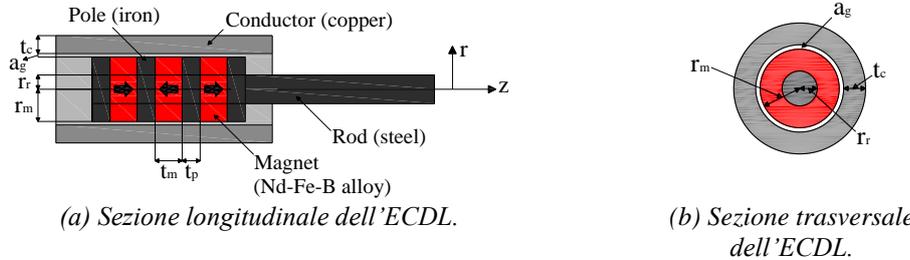


Figura 3.24 – Sezioni longitudinale e trasversale del dissipatore viscoso ECDL (*eddy current damped link*).

Il movimento relativo tra l'array interno di magneti ed il tubo conduttore esterno genera le correnti parassite all'interno del conduttore che, a loro volta, generano la forza che si oppone al movimento (F_L), data dall'equazione (3.93).

Combinando le equazioni (3.93) e (3.94), nell'ipotesi di intensità costante del campo magnetico e sfruttando la simmetria assiale del problema, si ottiene la (3.95).

$$F_L = -v \cdot \sigma \cdot t_p \cdot \int_0^{2\pi} \int_{r_m}^{r_{out}} r \cdot B_r^2(r, z_0) \cdot e^{-\frac{(r-r_m)}{\delta_p}} dr \cdot d\theta \quad (3.95)$$

Come si evince dalla (3.95), la forza di Lorentz (F_L) è lineare rispetto alla velocità (v), mentre il termine costituito dal resto dell'equazione è indipendente da v e costituisce la costante viscosa C_L , valutabile tramite la seguente equazione:

$$c_L = \sigma \cdot t_p \cdot \int_0^{2\pi} \int_{r_m}^{r_{out}} r \cdot B_r^2(r, z_0) \cdot e^{-\frac{(r-r_m)}{\delta_p}} dr \cdot d\theta; \quad z_0 = \frac{t_p + t_m}{2} \quad (3.96)$$

$$\delta_p = \sqrt{\frac{1}{\sigma_c \cdot f \cdot \pi \cdot \mu}} \quad (3.97)$$

Nelle (3.95), (3.96) e (3.97) compaiono le seguenti grandezze (Ebrahimi et al. 2009):

- σ rappresenta la conducibilità elettrica del conduttore (espressa in S/m);
- t_p , t_m e t_c sono gli spessori dell'anello di ferro, dell'anello magnetico e del conduttore esterno rispettivamente;
- r_m , r_e ed a_g sono il raggio dell'anello magnetico, il raggio dell'asta in acciaio intorno alla quale sono presenti gli anelli magnetici e di ferro e il *gap* tra tubo esterno ed array interno rispettivamente;
- r_{in} e r_{out} rappresentano, rispettivamente, il raggio interno (pari a $r_m + a_g$) ed il raggio esterno (pari a $r_{in} + t_c$).

La (3.97) esprime la profondità di penetrazione (δ_c), definita come la distanza dalla superficie interna del conduttore alla quale la densità di corrente raggiunge un valore pari a $1/e$ rispetto a quello iniziale. Essa dipende, oltre che dalla conducibilità elettrica del conduttore (σ), anche dalla costante di permeabilità magnetica del rame (μ , espressa in H/m) e dalla frequenza della corrente alternata (f). Questo fenomeno, conosciuto come *skin effect*, consiste nel fatto che, nello spessore del conduttore, la densità di corrente (J) diminuisce, partendo dal valore massimo in superficie J_s , spostandosi dalla superficie all'interno con legge esponenziale (equazione (3.98)).

$$J = J_s \cdot e^{-d/\delta_p} \quad (3.98)$$

La densità di flusso del campo magnetico radiale (B_r) alla distanza (r, z_0) è definita, in modo completo, nelle equazioni (3.99), (3.100), (3.101), (3.102) e (3.103), all'interno delle quali compare la magnetizzazione residua degli anelli utilizzati (B_{res}), espressa in T.

$$B_r(r, z_0) = 2 \cdot \left[B_r(r, z_0) \Big|_{r_m, t_m} - B_r(r, z_0) \Big|_{r, t_m} \right] \quad (3.99)$$

$$B_r(r, z_0) \Big|_{r_m, t_m} = \frac{B_{res}}{2\pi} \cdot \int_{-t_m/2}^{t_m/2} \frac{(z_0 - z) \cdot dz}{r \cdot \left[(r_m + r)^2 + (z_0 - z)^2 \right]^{3/2}} \cdot \left[-K(k) + \frac{r_m^2 + r^2 + (z_0 - z)^2}{(r_m - r)^2 + (z_0 - z)^2} \cdot E(k) \right] \quad (3.100)$$

$$B_r(r, z_0) \Big|_{r, t_m} = \frac{B_{res}}{2\pi} \cdot \int_{-t_m/2}^{t_m/2} \frac{(z_0 - z) \cdot dz}{r \cdot \left[(r + r)^2 + (z_0 - z)^2 \right]^{3/2}} \cdot \left[-K(k) + \frac{r^2 + r^2 + (z_0 - z)^2}{(r - r)^2 + (z_0 - z)^2} \cdot E(k) \right] \quad (3.101)$$

$$K(k) = \int_0^{\pi/2} \frac{1}{\sqrt{1 - k^2 \cdot \sin^2(\theta)}} \cdot d\theta; \quad E(k) = \int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - k^2 \cdot \sin^2(\theta)} \cdot d\theta \quad (3.102)$$

$$k^2 = 4r_m \cdot r \cdot \left[(r_m + r)^2 + (z_0 - z)^2 \right]^{-1} \quad (3.103)$$

Il dispositivo completo MDL (*magnetic damped link*) è dato dall'accoppiamento in parallelo del dissipatore viscoso ECDL e di una molla elastica elicoidale.

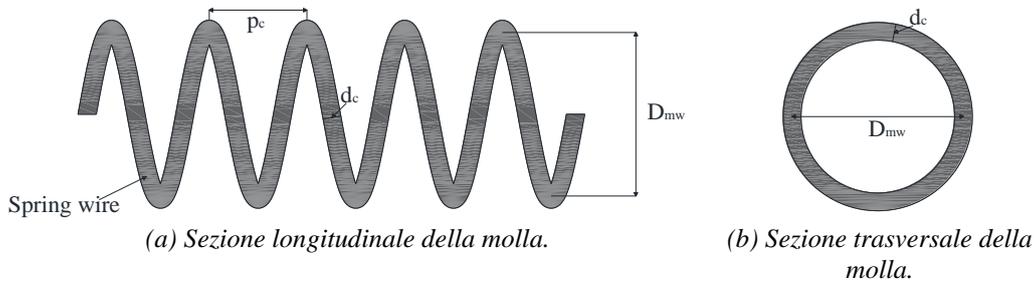


Figura 3.25 – Sezioni longitudinale e trasversale della molla elastica elicoidale.

La forza di richiamo della molla elastica elicoidale è proporzionale allo spostamento dalla posizione di equilibrio (legge di Hooke) ed ha, dunque, andamento lineare (3.104).

$$F_k = -k_k \cdot u \quad (3.104)$$

La rigidezza della molla elicoidale rappresentata in Figura 3.25 è ricavata dall'equazione (3.105) (Bansal 2007), ed è funzione del diametro del filo della molla (d_c), del numero di spire (N_c), del diametro medio della molla (D_{mw}) e del modulo di taglio dell'acciaio (G). Risulta immediato comprendere come la rigidezza della molla (k_k) sia fortemente influenzata dal diametro del filo (d_c) e dal diametro medio (D_{mw}), oltre che dal numero delle spire (N_c).

$$k_k = \frac{d_c^4 \cdot G}{8 \cdot D_{mw}^3 \cdot N_c} \quad (3.105)$$

3.5 BIBLIOGRAFIA

Athanasίου A (2015). Dynamic identification of the Augusta hybrid base isolated building using data from full scale push and sudden release tests. *Dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Structural and Geotechnical Engineering, University of Catania.*

Bansal RK (2007). Solid and fluid mechanics. *Laxmi Publications Ltd, New Delhi, India.*

Bhaskararao AV, Jangid RS (2006). Seismic analysis of structures connected with friction dampers. *Engineering Structures; 28(5): 690-703.*

Buckle IG, Kelly JM (1986). Properties of slender elastomeric isolation bearings during shake table studies of a large-scale model bridge deck. *Special Publication 94:247-270.*

- Constantinou MC, Mokha A, Reinhorn A (1990). Teflon bearings in base isolation. II: modelling. *Journal of Structural Engineering*; 116(2): 455-474.
- Dolce M, Cardone D, Croatto F (2005). Frictional behaviour of steel-PTFE interfaces for seismic isolation. *Bulletin of Earthquake Engineering*; 3(1): 75-99.
- Ebrahimi B, Khamesee MB, Golnaraghi F (2008). Permanent magnet configuration in design of an eddy current damper. *Microsystem Technologies* 16:19-24.
- Ebrahimi B, Khamesee MB, Golnaraghi F (2009). Eddy current damper feasibility in automobile suspension: modelling, simulation and testing. *Smart Material and Structures* doi:10.1088/0964-1726/18/1/015017.
- FIP Industriale S.p.A. (2013). Catalogo S04: isolatori a superficie curva. Padova. <http://www.fipindustriale.it>
- FIP Industriale S.p.A. (2018). Isolatori elastomerici Serie SI <http://www.fipindustriale.it>
- Gandelli E, Penati M, Quaglini V, Lomiento G, Miglio E, Benzoni GM (2019). A novel OpenSees element for single curved surface sliding isolators. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*; 119:433-453.
- Halliday D, Resnick R, Krane KS (1994). Physics, 4th Edition. *John Wiley & Sons, Inc.*
- Jankowski R, Mahmoud S (2016). Linking of adjacent three-storey buildings for mitigation of structural pounding during earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering*; 14(11): 3075-3097.
- Kelly JM (2003). Tension buckling in multilayer elastomeric bearings. *Journal of Engineering Mechanics*; 129(12): 1363-1368.
- Kumar M, Whittaker AS, Constantinou MC (2014). Characterizing friction in sliding isolation bearings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*; 44(9):1409-1425.
- Licari M, Sorace S, Terenzi G (2015). Nonlinear modeling and mitigation of seismic pounding between r/c frame buildings. *Journal of Earthquake Engineering*; 9:431-460.
- Lomiento G, Bonessio N, Benzoni GM (2013). Friction Model for Sliding Bearings under Seismic Excitation. *Journal of Earthquake Engineering*; 17(8):1162-1191.
- Markou AA, Oliveto ND, Athanasiou A (2017). Modeling of high damping rubber bearings. In: Sextos A., Manolis G. *In Dynamic Response of Infrastructure to Environmentally Induced Loads* 2:115-138.
- Mazza F (2014a). Modelling and nonlinear static analysis of reinforced concrete framed buildings irregular in plan. *Engineering Structures*; 80:98-108.
- Mazza F (2014b). A distributed plasticity model to simulate the biaxial behaviour in the nonlinear analysis of spatial framed structures. *Computers and Structures*; 135:141-154.

Mazza F (2018a). Advanced shear and axial laws of bearings in the nonlinear seismic analysis of r.c. buildings. *Paper presented at the Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Los Angeles, California, June 25-29.*

Mazza F, Labernarda R (2021a). Internal Pounding between Structural Parts of Seismically Isolated Buildings. *Journal of Earthquake Engineering.* DOI: 10.1080/13632469.2020.1866122.

Mazza F, Mazza M (2010). Nonlinear analysis of spatial framed structures by a lumped plasticity model based on the Haar-Kàrmàn principle. *Computational Mechanics*;45(6):647-664.

Mazza F, Mazza M (2011). Nonlinear modeling and analysis of r.c. spatial frames to study the effects of the vertical component of near-fault ground motions. *Proceeding of III ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake (COMPDYN 2011)*, Corfù, Greece, paper no. 322.

Mazza F, Mazza M (2012). Nonlinear Modeling and Analysis of R.C. Framed Buildings Located in a Near-Fault Area. *The Open Construction and Building Technology Journal*;6:346-354.

Mazza F, Vulcano A (2007). Control of the along-wind response of steel framed buildings by using viscoelastic or friction dampers. *Wind & Structures*;10(3):233-247.

Mazza F, Vulcano A (2008). Displacement-based design of dissipative braces at a given performance level of a framed building. *14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, Cina.*

Mazza F, Vulcano A (2012). Effects of the near-fault ground motions on the nonlinear dynamic response of base-isolated r.c. framed buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*; 41(2): 211-232.

Mazza F, Vulcano A (2014). Displacement-based design of hysteretic damped braces for retrofitting in-plan irregular r.c. framed structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*;66:231-240.

Mezzina M, Raffaele D, Uva G, Marano GC (2011). Progettazione sismo-resistente di edifici in cemento armato. *Novara, Italia, De Agostini Scuola SpA.*

Mokha A, Constantinou MC, Reinhorn AM, Zayas V (1991). Experimental study of friction pendulum isolation systems. *Journal of Structural Engineering*; 117(4): 1201-1217.

Naeim F, Kelly JM (1999). Design of seismic isolated structures: from theory to practice. *Stati Uniti d'America, John Wiley & Sons.*

Nagarajaiah S, Ferrell K (1999). Stability of elastomeric seismic isolation bearings. *Journal of Structural Engineering* 125(9):946-954.

- Nagarajaiah S, Reinhorn AM, Constantinou MC (1989). Nonlinear dynamic analysis of three-dimensional base isolated structures (3D-basis). *National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, Technical Report NCEER-89-0019*.
- Ni YQ, Ko JM, Ying ZG (2001). Random seismic response analysis of adjacent buildings coupled with non-linear hysteretic dampers. *Journal of Sound and Vibration*; 246:403-417.
- NTC18 (2018). Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”. *Ministero delle Infrastrutture, D.M. 17-01-2018*.
- Oliveto G, Athanasiou A, Granata M (2013). Blind simulation of full scale free vibration tests on a three story base isolated building. *In Proceedings of the 10th International Conference on Urban Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, March 1-2*.
- Quaglini V, Bocciarelli M, Gandelli E, Dubini P (2014). Numerical Assessment of Frictional Heating in Sliding Bearings for Seismic Isolation. *Journal of Earthquake Engineering*;18(8):1198-1216.
- Rastgoo Moghadam S, Konstantinidis D (2017). Simple mechanical models for the horizontal behavior of elastomeric bearings including the effect of support rotation. *Engineering Structures* 150:996-1012.
- Ryan KL, Kelly JM, Chopra AK (2004). Experimental observation of axial load effects in isolation bearings. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, 1-6 Agosto; paper n. 1707.
- Rodrigues H, Varum H, Arêde A, Costa A (2011). Comparison of different modelling strategies for the representation of nonlinear response of rc columns subjected to biaxial loading. *International Conference on Recent Advances in Nonlinear Models – Structural Concrete Applications CoRAN 2011*, Coimbra, Portugal.
- Vemuru VSM, Nagarajaiah S, Masroor A, Mosqueda G (2014). Dynamic lateral stability of elastomeric seismic isolation bearings. *Journal of Structural Engineering* 140(8):A4014014.
- Warn GP, Whittaker AS, Constantinou MC (2007). Vertical stiffness of elastomeric and lead-rubber seismic isolation bearings. *Journal of Structural Engineering* 133:1227-1236.
- Weisman J, Warn G. (2012). Stability of elastomeric and lead-rubber seismic isolation bearings. *Journal of Structural Engineering* 138(2):215-223.

4. MARTELLAMENTO INTERNO

4.1 PREMESSA

Il quarto capitolo tratta del problema del martellamento interno e delle soluzioni che possono essere impiegate per la sua mitigazione e/o eliminazione.

La prima parte è dedicata alla descrizione della struttura test oggetto di studio. Viene illustrata dal punto di vista geometrico, strutturale e dei carichi applicati. Sono descritte le procedure di progetto del sistema ibrido di isolamento e della sovrastruttura in calcestruzzo armato (Oliveto et al. 2013, Athanasiou 2015). Una soluzione alternativa per la realizzazione del vano ascensore interno alla pianta dell'edificio è presentata assieme ai carichi utilizzati per il progetto di quest'ultimo a base fissa (Mazza e Labernarda 2018).

Successivamente viene illustrato il sistema di connessione tra le due strutture al livello dei piani (soluzione per la mitigazione del martellamento interno). Di quest'ultimo sono descritte la geometria e la procedura di dimensionamento (Mazza e Labernarda 2020), illustrando il processo di ottimizzazione geometrica propedeutico alla progettazione ed al dimensionamento dei dissipatori viscosi e delle molle elastiche elicoidali impiegati.

Nella seconda parte del capitolo vengono riportati i risultati numerici ottenuti dall'applicazione dei principi teorici dell'isolamento sismico e della dissipazione di energia (§ 3) sulla risposta strutturale, in termini di rischio ed entità del martellamento interno. Viene descritta la risposta sismica non lineare dell'edificio esistente in c.a., dapprima nella configurazione in cui il vano ascensore è solidale alla struttura in c.a. ed isolato, anch'esso, alla base tramite slitte (LFSBs). Le analisi svolte hanno consentito di studiare la risposta degli isolatori elastomerici, al variare del modello meccanico, in termini di spostamento, e la risposta degli elementi della sovrastruttura in c.a. (travi e pilastri) in termini di richiesta di duttilità.

Secondariamente, riguardo alla soluzione strutturale in cui la struttura metallica del vano ascensore è a base fissa separata dall'edificio circostante, è stata condotta una campagna di sperimentazione numerica allo scopo di indagare il rischio e l'entità del possibile martellamento interno al variare di diversi parametri di seguito indicati:

- angolo d'incidenza dell'azione sismica;
- modello meccanico degli isolatori elastomerici (HDRBs);
- peso della cabina dell'ascensore;
- posizione in elevazione della cabina dell'ascensore;
- distanza minima del giunto calcolata secondo NTC18 (2018) ed EC8 (2004).

È stato analizzato, infine, il collegamento fra le due strutture come misura di mitigazione e/o eliminazione del martellamento, con particolare riguardo all'impiego di *link* magnetici visco-elastici (MDL) ed alla loro effettiva realizzazione pratica.

4.2 DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO N.1

4.2.1 STRUTTURA TEST

4.2.1.1 GEOMETRIA

La struttura test è costituita da un edificio intelaiato in calcestruzzo armato, situato nella città di Augusta (provincia di Siracusa), progettato e realizzato secondo le prescrizioni delle NTC08 (2008). È adibito ad uso commerciale e si sviluppa su quattro livelli, tre dei quali fuori terra (Figura 4.1); in particolare è caratterizzato dalla presenza di un piano seminterrato, da due livelli fuori terra (destinati alle attività commerciali) e da un attico che ospita gli uffici aziendali.



Figura 4.1 – Vista in facciata dell'edificio sito in Augusta.

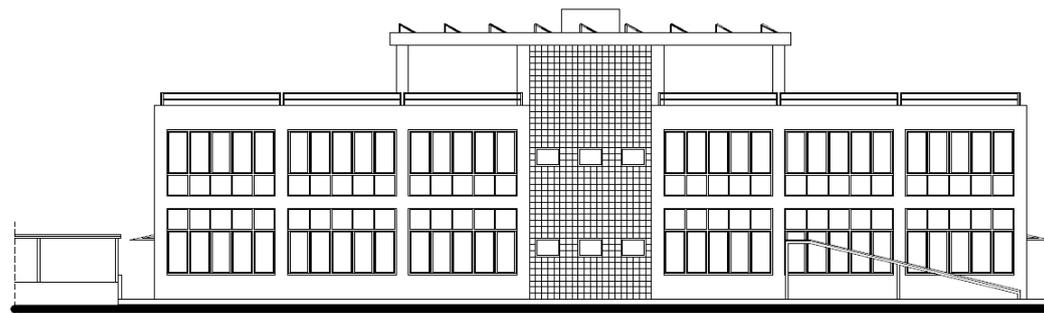


Figura 4.2 – Prospetto Ovest dell'edificio sito in Augusta.

L'altezza fuori terra dell'edificio in questione è pari a 10,75 m, con altezze di piano non uniformi; in particolare il piano seminterrato ha un'altezza di 3,85 m, il primo livello fuori terra ha un'altezza pari a 4,25 m, mentre il secondo livello fuori terra e l'attico presentano un'altezza pari a 3,25 m.

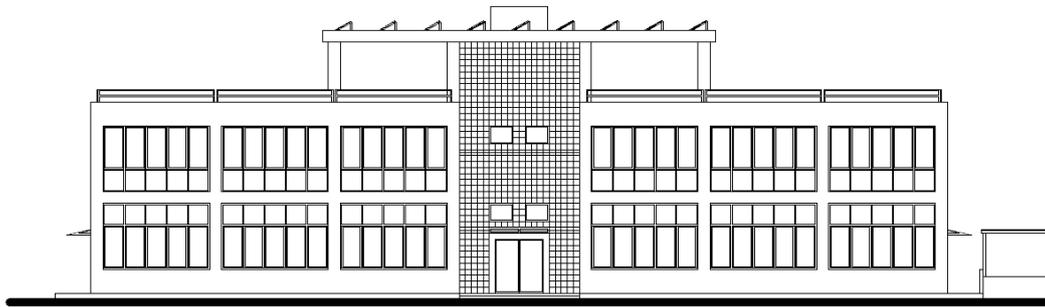


Figura 4.3 – Prospetto Est dell'edificio sito in Augusta.



Figura 4.4 – Prospetti Sud (sinistra) e Nord (destra) dell'edificio sito in Augusta.

Le Figure 4.2, 4.3 e 4.4 illustrano la geometria sin qui descritta. Le caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali e degli isolatori del sistema ibrido sono descritte nei paragrafi § 4.2.1.4 e § 4.2.1.5.

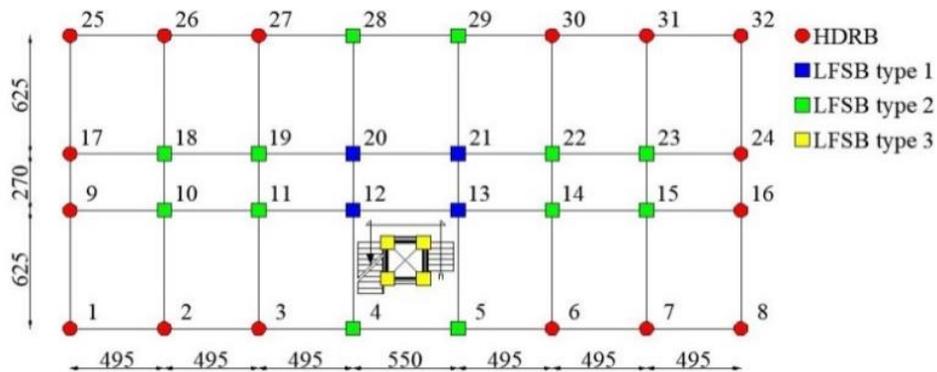


Figura 4.5 – Pianta del livello di isolamento.

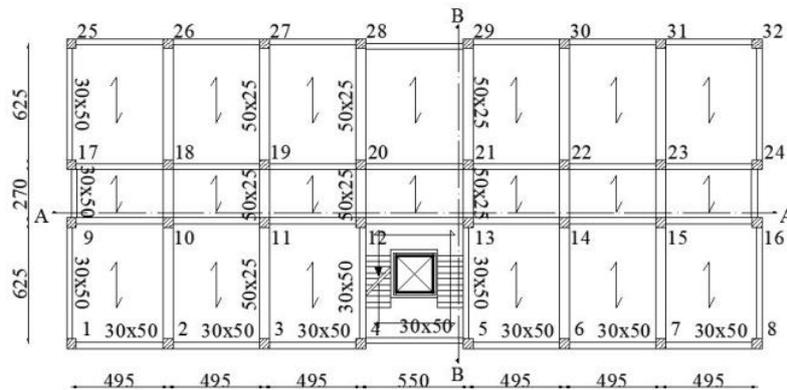


Figura 4.6 – Pianta del primo e del secondo livello.

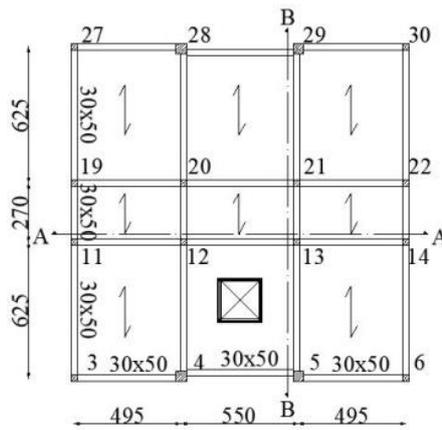


Figura 4.7 – Pianta dell'attico.

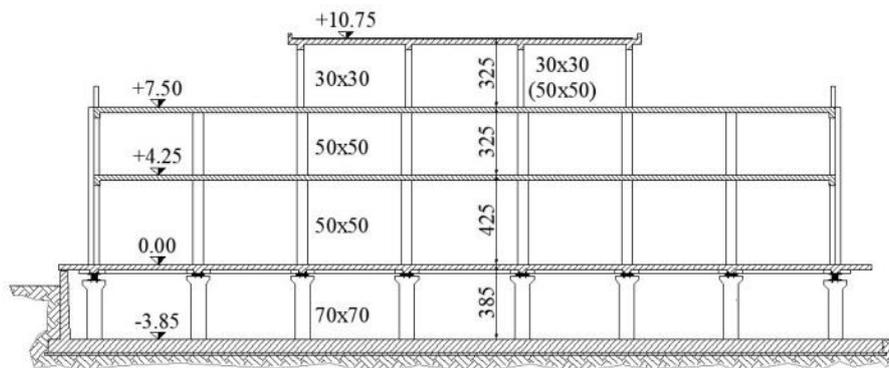


Figura 4.8 – Sezione Longitudinale.

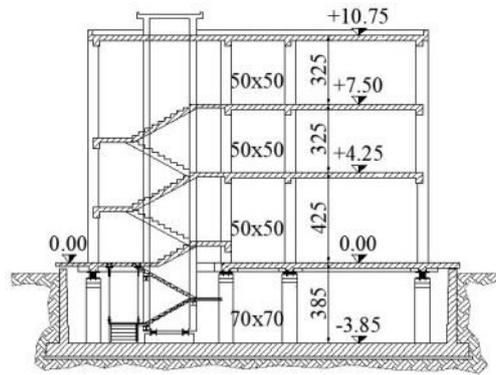


Figura 4.9 – Sezione Trasversale.

Le dimensioni delle travi sono riportate in Figura 4.6 per il primo ed il secondo livello, ed in Figura 4.7 per l'ultimo livello. Le dimensioni dei pilastri sono indicate in Figura 4.8.

La struttura in esame è isolata al livello del piano seminterrato (come si può notare in Figura 4.8 ed in Figura 4.9) (in testa ai pilastri di quest'ultimo livello) mediante un sistema ibrido (Figura 4.5). Esso è costituito da 16 HDRBs (High Damping Rubber Bearings) e da 16 LFSBs (Low Friction Sliding Bearings). La presenza di un vano ascensore collegato alla struttura circostante, isolato al livello di fondazione mediante 4 LFSBs e posto in posizione eccentrica in pianta, rende la pianta dell'edificio non simmetrica rispetto all'asse longitudinale (direzione x). Ulteriori dati relativi alla geometria della struttura sono disponibili in Mazza e Labernarda (2018).

4.2.1.2 ANALISI DEI CARICHI

La determinazione dei carichi gravitazionali agenti sulla struttura è effettuata a posteriori, facendo riferimento a tipologie di materiali comunemente impiegate in edilizia. Si è, ovviamente, partiti dalle dimensioni del solaio latero-cementizio presente ad ognuno dei livelli. Nella definizione della geometria del solaio si è tenuto conto delle seguenti grandezze:

- H rappresenta l'altezza totale del solaio, ottenuta come somma dello spessore della soletta (s) e dell'altezza della pignatta (h_p);
- b_0 rappresenta la larghezza delle nervature;
- b_p rappresenta la larghezza della pignatta;
- i indica l'interasse tra le nervature.

I valori numerici delle grandezze appena descritte e la loro descrizione grafica sono riportati nella Tabella 4.1 e nella Figura 4.10 rispettivamente.

Tabella 4.1 – Geometria della sezione trasversale del solaio latero-cementizio (dimensioni in cm).

H	s	i	b_0	b_p	h_p
25.00	5.00	33.00	8.00	25.00	20.00

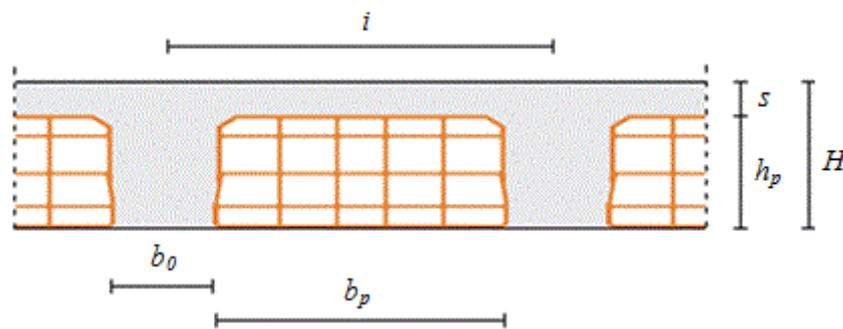


Figura 4.10 – Sezione trasversale del solaio latero-cementizio.

Nota la geometria del solaio latero-cementizio, si è passati all'analisi dei carichi agenti. Nelle NTC08 (2008) essi sono classificati, secondo la variazione della loro intensità nel tempo, in carichi permanenti strutturali e non strutturali, variabili, eccezionali e sismici. I carichi permanenti strutturali (G_1) sono rappresentati dal peso proprio del solaio (quindi dalla soletta, dalle nervature e dalle pignatte). Il peso per unità di volume impiegato per il calcestruzzo armato è pari a 25 kN/m^3 ; per le pignatte è stato assunto pari ad 8 kN/m^3 .

Il peso delle componenti non strutturali, quali massetto, intonaco, pavimento, impermeabilizzante ed incidenza tramezzi e tamponatura, è considerato nei carichi permanenti non strutturali (G_2). Per il massetto e l'intonaco sono stati considerati degli spessori di 4 cm e 2 cm e dei pesi per unità di volume pari a 15 kN/m^3 e 20 kN/m^3 rispettivamente. L'incidenza del pavimento è stata assunta pari ad un carico per unità di superficie (g_{pav}) pari a 0.80 kN/m^2 . Solamente per il solaio dell'attico e per la parte di solaio scoperto del secondo livello si è tenuto conto dell'impermeabilizzazione considerando un peso per unità di superficie pari a 0.30 kN/m^2 . Per il resto dei solai si è considerata l'incidenza dei tramezzi in accordo alle prescrizioni delle NTC08 (2008). Queste ultime consentono di tenere conto dei tramezzi mediante l'applicazione di un carico per unità di superficie (g_2) che dipende dal peso per unità di lunghezza dei tramezzi stessi. Nel caso specifico il carico impiegato è pari a 1.60 kN/m^2 i solai interni di ognuno dei livelli. L'entità del carico permanente strutturale (G_1) è pari a 3.65 kN/m^2 per tutti i solai; i carichi permanenti non strutturali (G_2) sono pari a 3.10 kN/m^2 e 2.00 kN/m^2 per i solai interni e di copertura rispettivamente.

La tamponatura è stata considerata come elemento non strutturale uniformemente distribuita sulle travi su cui poggia. Nel caso specifico essa non è distribuita in modo uniforme né in pianta né in elevazione a causa della presenza di ampie vetrate al primo livello lungo i lati corti ed ai primi due livelli lungo i lati lunghi (ad eccezione delle campate centrali sia nella direzione trasversale che longitudinale, vedi Figure 4.2, 4.3 e 4.4). Carichi gravitazionali di 2.70 kN/m^2 e di 0.40 kN/m^2 sono stati assegnati alla tamponatura ed alle vetrate rispettivamente; essi comportano la presenza: i) di un carico per unità di lunghezza di 10.80 kN/m , 8.10 kN/m e 8.10 kN/m per le tamponature del primo, secondo ed ultimo livello rispettivamente; ii) di un carico per unità di lunghezza di 1.60 kN/m , 1.20 kN/m e 1.20 kN/m per le vetrate del primo, secondo ed ultimo livello rispettivamente. È, inoltre, presente lo stesso tipo di tamponatura intorno al vano scale-ascensore.

I carichi variabili (Q), rappresentati dai carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera, sono relativi, per il caso specifico, alla categoria C1 per i solai interni, alla quale corrisponde un carico per unità di superficie pari a 3.00 kN/m^2 . Per i solai di copertura è stato assunto un valore del carico variabile pari ad 1.00 kN/m^2 . Nella Tabella 4.2 sono riportati, in modo compatto e sintetico, i carichi finora descritti.

Tabella 4.2 – Carichi permanenti strutturali, non strutturali e variabili (unità in kN/m^2).

Solaio	G_1	G_2	G_{tamp}	G_{vetr}	Q
Interno	3.65	3.10	2.70	0.40	3.00
Copertura	3.65	2.00	2.70	0.40	1.00

4.2.1.3 AZIONE SISMICA

Propedeutica alla procedura di progetto della sovrastruttura e del sistema di isolamento è la definizione dell'azione sismica per la struttura in esame. La pericolosità sismica di base del sito è stata definita rispettando le prescrizioni delle NTC08 (2008), in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (a_g) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria di sottosuolo A) e con superficie topografica orizzontale (categoria topografica T₁). Alla base della procedura definita dalla norma sta la prefissata probabilità di eccedenza P_{VR} durante la vita di riferimento della struttura V_R . Quest'ultima è pari a 75 anni per il caso specifico; è, infatti, ottenuta moltiplicando la vita nominale V_N , pari a 50 anni per una struttura ordinaria, per il coefficiente d'uso c_u , pari ad 1.5 per la classe d'uso III della struttura in questione. I tre parametri necessari per la definizione delle forme spettrali per ogni stato limite sono i seguenti:

- a_g , ovvero l'accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 , ovvero il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* , ossia il periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tabella 4.3 – Parametri indipendenti per la determinazione delle azioni sismiche di progetto.

Stato limite	a_g	F_0	T_C^*	P_{VR}	T_R (anni)
SLC	0.408 g	2.348	0.499 s	5%	1462
SLV	0.286 g	2.314	0.447 s	10%	712
SLD	0.076 g	2.493	0.289 s	63%	75
SLO	0.057 g	2.512	0.267 s	81%	45

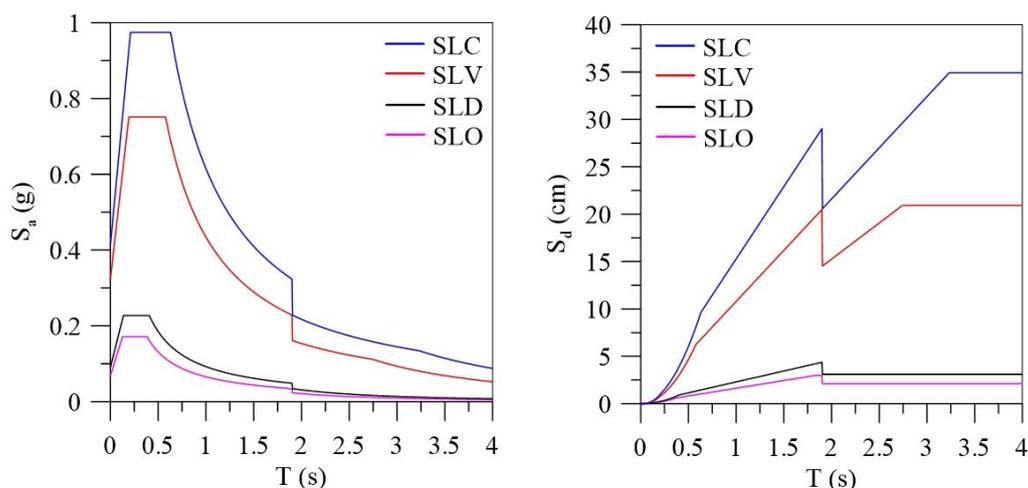
I parametri suddetti (Tabella 4.3) sono forniti una volta nota la localizzazione del sito; nel caso specifico la struttura, come già precisato in precedenza, è situata nella città di Augusta (provincia di Siracusa) alla longitudine di 15.2135° E ed alla latitudine di 37.2508° N .

La forma spettrale, per ogni stato limite, dipende anche dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno. A tener conto di ciò sono i coefficienti di amplificazione topografica (S_T) e di amplificazione stratigrafica (S_S). Il loro prodotto dà vita al coefficiente di amplificazione S . Nel caso particolare, la struttura si trova in

condizione di superficie pianeggiante e quindi coefficiente S_T pari a 1.0; la stratigrafia del sito è tale da avere una categoria stratigrafica di tipo B (come definito dalle NTC08). Di seguito (Tabella 4.4) vengono riportati gli ulteriori parametri necessari alla definizione degli spettri elastici di progetto. In Figura 4.11 sono riportati lo spettro di progetto in accelerazione orizzontale e lo spettro di progetto in spostamento per ognuno dei 4 stati limite considerati. Sono stati calcolati seguendo la procedura descritta in NTC08 (2008) basandosi sui parametri sopra riportati assumendo un fattore di smorzamento viscoso equivalente $\zeta=5\%$ fino ad un periodo T pari a 1.904 s (corrispondente a 0.8 volte il periodo di vibrazione della struttura T_{iso} pari a 2.38 s).

Tabella 4.4 – Parametri dipendenti per la determinazione delle azioni sismiche di progetto.

Stato limite	S	T_B	T_C	T_D
SLC	1.017	0.210 s	0.631 s	3.232 s
SLV	1.135	0.193 s	0.578 s	2.744 s
SLD	1.200	0.136 s	0.407 s	1.904 s
SLO	1.200	0.127 s	0.382 s	1.828 s



(a) Spettri di progetto in accelerazione.

(b) Spettri di progetto in spostamento.

Figura 4.11 – Spettri di risposta elastici in accelerazione e spostamento orizzontali per la struttura isolata.

Oltre questo periodo gli spettri sono stati calcolati assumendo $\zeta=15\%$ (fattore di smorzamento viscoso del sistema di isolamento). Gli spettri riportati in Figura 4.11 sono relativi alla procedura di progetto e dimensionamento degli elementi strutturali e tengono conto, in modo sintetico, della presenza dei modi di vibrare superiori. Questi ultimi, non smorzati come il sistema d'isolamento, devono essere tenuti in considerazione per la progettazione della sovrastruttura in c.a.

Ulteriori dettagli sulla definizione dell'azione sismica e sugli spettri impiegati possono essere trovati in Oliveto et al. (2013) ed Athanasiou (2015).

4.2.1.4 PROGETTAZIONE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

I dati di progetto di un sistema d'isolamento basato sull'utilizzo di isolatori elastomerici HDRB (Mezzina et al. 2011) sono: il periodo fondamentale di vibrazione in direzione orizzontale della struttura isolata ($T_{I,H}$), la massa sismica totale della struttura in elevazione (m_{tot}), il rapporto di rigidità nominale del sistema di isolamento (α_{K0}), il fattore di smorzamento viscoso equivalente in direzione orizzontale (ζ_H) e in direzione verticale (ζ_V), lo spostamento orizzontale di progetto (S_d) rilevato dallo spettro (allo SLC) in funzione del periodo della struttura isolata e del fattore di smorzamento viscoso equivalente, i moduli di compressibilità volumetrica (E_b) e di elasticità tangenziale (G_{din}) della gomma, lo spessore delle piastre metalliche interne (t_{si}) ed esterne (t_{se}), il massimo carico assiale ($P_{c,max}$) e i massimi momenti flettenti (M_x e M_y) agenti sul singolo isolatore.

Il principale obiettivo nella progettazione del sistema di isolamento consiste nel calcolo del diametro, sia dell'elastomero (D_e) che delle piastre metalliche interne (D_i), dello spessore del singolo strato di elastomero (t_i) e dell'altezza complessiva degli strati di elastomero (t_e). La soluzione ottenuta deve essere tale da soddisfare tutte le verifiche, di deformabilità (equazioni (3.47), (3.48) e (3.49)), di instabilità (equazione (3.50)), sulla presenza di tensioni di trazione (equazione (3.56)), sui fattori geometrici (equazioni (3.36) e (3.37)) ed infine sullo snervamento dei lamierini di acciaio (equazione (3.55)).

È, comunque, necessario valutare le caratteristiche meccaniche e le costanti di smorzamento del sistema d'isolamento per entrambe le direzioni (orizzontale e verticale). La rigidità nominale orizzontale ($K_{H0,tot}$) dell'intero sistema di isolamento può essere valutata, utilizzando l'espressione (4.1), in funzione del periodo $T_{I,H}$ che si desidera ottenere e della massa della sovrastruttura m_{tot} . Fissato il rapporto di rigidità nominale α_{K0} è immediato definire la rigidità nominale verticale ($K_{V0,tot}$) del sistema utilizzando l'espressione (4.2). Note le rigidità nominali del sistema ed il numero di isolatori che interposti tra la sovrastruttura e le fondazioni, adottando l'ipotesi semplificativa di ripartire le caratteristiche meccaniche del sistema in ugual misura tra tutti i dispositivi, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche del singolo isolatore. Una delle condizioni da imporre è rappresentata dall'uguaglianza tra le rigidità del singolo isolatore e le rigidità nominali espresse dalle (3.56) e (3.57), rispettivamente, per le direzioni orizzontale e verticale. Inoltre, il rapporto tra le rigidità del singolo isolatore (K_{V0}/K_{H0}) deve risultare uguale al rapporto di rigidità nominale assunto.

Le costanti di smorzamento del sistema ($C_{H0,tot}$ e $C_{V0,tot}$), funzioni del periodo di vibrazione, della massa sismica e del fattore di smorzamento viscoso equivalente, possono essere valutate tramite le espressioni (4.3) e (4.4), rispettivamente, in direzione orizzontale e verticale.

$$K_{H0,tot} = m_{tot} \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_{IH}} \right)^2 \quad (4.1)$$

$$K_{V0,tot} = \alpha_{K0} \cdot K_{H0,tot} \quad (4.2)$$

$$C_{H0,tot} = 4 \cdot \pi \cdot \xi_H \cdot \frac{m_{tot}}{T_{IH}} \quad (4.3)$$

$$C_{V0,tot} = 4 \cdot \pi \cdot \xi_V \cdot \frac{m_{EV}}{T_{IV}} \quad (4.4)$$

Le costanti di smorzamento relative al singolo isolatore (C_{H0} e C_{V0}) possono essere valutate facendo riferimento alla stessa ipotesi considerata per la stima delle rigidzze.

Per calcolare la costante di smorzamento in direzione verticale ($C_{V0,tot}$) è necessario valutare la massa efficace (m_{EV}) ed il periodo fondamentale di vibrazione (T_{IV}), entrambi relativi alla direzione in esame; la massa efficace m_{EV} rappresenta quella percentuale della massa sismica totale (m_{tot}) che effettivamente partecipa al moto sismico in direzione verticale, mentre il periodo T_{IV} può essere calcolato tramite l'espressione (4.5), considerando la struttura come se fosse un sistema ad un singolo grado di libertà, in funzione della massa m_{EV} e della rigidzza nominale verticale del sistema ($K_{V0,tot}$).

$$T_{IV} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m_{EV}}{K_{V0,tot}}} \quad (4.5)$$

I passi della progettazione ed i valori numerici delle grandezze coinvolte sono riportati di seguito (Oliveto et al. 2013, Athanasiou 2015).

Le NTC08 (2008) prevedono che la progettazione del sistema di isolamento sia effettuata con riferimento allo spettro elastico in accelerazione allo SLC (Stato Limite di Collasso), quindi con fattore di comportamento (q) pari ad 1.0.

È, inoltre, previsto che l'isolamento della struttura porti ad un aumento del periodo fondamentale di vibrazione in modo quest'ultimo sia superiore ad almeno 3 volte il periodo della stessa struttura ipotizzata a base fissa e, comunque, non superiore a 3 s.

La progettazione del sistema di isolamento della struttura in esame è stata effettuata partendo da questa limitazione. In primis, è stato calcolato il periodo di vibrazione fondamentale della struttura a base fissa applicando la seguente equazione (NTC08 2008):

$$T_{bf} = C \cdot H^{0.75} = 0.075 \cdot (10.75)^{0.75} = 0.44s \quad (4.6)$$

Nell'equazione (5.1) il coefficiente C dipende dalla natura della struttura (vale 0.075 per struttura intelaiata in calcestruzzo armato), mentre H rappresenta l'altezza della costruzione espressa in m. L'equazione precedente è valida se l'altezza della costruzione è minore di 40 m. Ciò considerato, il periodo di isolamento T_{iso} è stato scelto pari a 2.40 s (valore che rispetta il range previsto dalla normativa vigente consentendo un' agevole scelta degli HDRBs per il sistema di isolamento). Dall'analisi dei carichi, come pure indicato da Oliveto et al. (2013), la massa sismica totale della parte di struttura sovrastante il sistema di isolamento (M_{tot}) risulta pari a 2400 kNs²/m.

Nell'ipotesi in cui la rigidezza trasversale degli LFSBs (Low Friction Sliding Bearings) sia trascurabile, dall'equazione (4.7) risulta che la rigidezza del sistema di isolamento deve essere pari a 16.45 kN/mm:

$$K_H = \frac{4\pi^2 M}{T_{iso}^2} \quad (4.7)$$

La domanda di spostamento laterale (d_{dc}), pari a 272 mm, è calcolata in modo agevole utilizzando l'equazione (4.8), imponendo un fattore di smorzamento viscoso pari al 15%:

$$d_{dc} = \left(\frac{T_{iso}}{2\pi} \right)^2 \cdot S_a^{SLC}(T_{iso}, \xi) \quad (4.8)$$

Utilizzando il catalogo commerciale fornito dalla FIP Industriale S.p.A. (FIP 2018), sono stati scelti: i) isolatori elastomerici del tipo SI-500/150 a mescola media (caratterizzati da modulo di elasticità trasversale dinamico dell'elastomero (G_{din}) pari a 0.80 MPa) le cui caratteristiche geometriche e meccaniche sono riportate nella Tabella 4.5; ii) isolatori a scorrimento a basso coefficiente d'attrito (VM 200/600/600 per il tipo 1, VM 150/600/600 per il tipo 2 e VM 25/600/600 per il tipo 3).

Tabella 4.5 – Proprietà geometriche e meccaniche degli HDRBs a $\gamma_s=1.0$ (unità in kN, mm e s).

D_b	h_b	t_r	S_1	S_2	K_{H0}	K_{V0}	C_{H0}	C_{V0}	P_c	d_c
500	262	150	20	3.2	1.05	1016	121000	1258410	1200	300

Tabella 4.6 – Proprietà geometriche e meccaniche degli LFSBs (unità in kN, mm e s).

Tipo	D	h	μ_{max}	P_c	d_c
1	570	102	0.017	2000	300
2	570	102	0.017	1500	300
3	570	102	0.017	250	300

Nella Tabella 4.5 si fa riferimento alle grandezze relative agli isolatori elastomerici (HDRBs): diametro esterno (D_b), altezza totale (h_b), spessore totale dell'elastomero (t_r), fattori di forma primario (S_1) e secondario (S_2), rigidezze e viscosità orizzontali (K_{H0} e C_{H0}) e verticali (K_{V0} e C_{V0}), carico verticale massimo (P_c) e capacità di spostamento (d_c). La

Tabella 4.6 si riferisce alle grandezze relative agli isolatori a scorrimento (LFSBs): diametro nominale (D), altezza (h), coefficiente di attrito dinamico ad alta velocità (μ_{max}) Gesualdi et al. (2018). È stato necessario, perciò, disporre 16 HDRBs e 20 LFSBs come indicato in Figura 4.5. In questo modo la rigidezza effettiva del sistema di isolamento (K_H) è pari a 16.8 kN/mm, causando una leggera riduzione del periodo di isolamento T_{iso} che passa da 2.40 s a 2.38 s. Ulteriori dettagli riguardanti la procedura di progetto del sistema di isolamento possono essere consultati in Oliveto et al. (2013) ed Athanasiou (2015).

4.2.1.5 PROGETTAZIONE DELLA SOVRASTRUTTURA IN C.A.

La struttura test è stata progettata e realizzata impiegando calcestruzzo armato di classe C25/30 (resistenza cilindrica caratteristica a compressione pari a 25 MPa), ed acciaio B450C (resistenza allo snervamento pari a 450 MPa).

La progettazione è stata effettuata in ottemperanza alle NTC08 (2008) riferendosi allo SLV, utilizzando un fattore di comportamento (q) pari ad 1.5.

È utile precisare che il vano ascensore, una struttura metallica costituita da profilati in acciaio S275 del tipo HEA120, è rigidamente connesso alla struttura in calcestruzzo circostante. Al livello di isolamento è presente un grigliato di travi con sezione 40x50 cm; ai livelli primo e secondo le travi hanno sezioni 30x50 cm e 50x25 cm, così come indicato e riportato in Figura 4.6. Al livello dell'attico tutte le travi hanno sezione 30x50 cm come indicato in Figura 4.7. I pilastri del piano seminterrato, sopra i quali è posizionato il sistema di isolamento, hanno sezione quadrata 70x70 cm; al primo ed al secondo livello hanno sezione quadrata 50x50 cm, mentre all'ultimo livello hanno sezione quadrata 30x30 cm ad eccezione dei quattro pilastri laterali sui due lati in direzione longitudinali a sezione 50x50 cm (Figura 4.8 e Figura 5.1).

Le armature longitudinali e trasversali degli elementi strutturali sono state dimensionate in ottemperanza alle prescrizioni delle NTC 08 (2008). Nelle Tabelle A.1, A.2 e A.3 sono riportati i dettagli relativi ai pilastri, mentre nelle Tabelle A.4, A.5, A.6 e A.7 sono riportati i dettagli relativi alle travi. I dati relativi ai pilastri del livello seminterrato ed alle travi di fondazione non vengono riportati in quanto non necessari e non utilizzati nella definizione del modello strutturale impiegato nelle analisi di cui al § 4.3.

Ai fini di una più completa modellazione strutturale (utile allo studio dei risultati riportati nel 4.3), è stata calcolata la duttilità ultima per le sezioni di testa e di piede dei pilastri e delle sezioni di estremità delle travi in c.a. Il calcolo di quest'ultima è stato effettuato sulla base delle indicazioni fornite dell'EC8 (2004) e dalla Circolare n. 617 (2009). Le relazioni (4.9) e (4.10) definiscono la duttilità disponibile della sezione in termini di rotazione θ e curvatura χ rispettivamente.

$$\mu_{\theta} = \gamma_{el} \cdot \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (4.9)$$

$$\mu_{\chi} = 1 + \frac{(\mu_{\theta} - 1) \cdot \theta_y}{\chi_y \cdot L_{pl}} \quad (4.10)$$

Nelle espressioni precedenti γ_{el} vale 1.50 e rappresenta il coefficiente parziale di sicurezza usato per gli elementi strutturali principali; θ_u rappresenta la rotazione ultima ed è espressa dalla relazione (4.11); θ_y è, invece, la rotazione totale rispetto alla corda in condizione di snervamento ed è esplicitata in (4.12); la curvatura in condizione di snervamento (χ_y) è espressa dalla (4.13) per le travi e dalla (4.14) per i pilastri, così come indicato in Priestley et al. (2007). La (4.15) esprime la lunghezza della cerniera plastica L_{pl} .

Nelle espressioni (4.11), (4.12), (4.13), (4.14) e (4.15): v rappresenta lo sforzo normale adimensionalizzato definito dall'equazione (4.16), nella quale N indica il carico assiale, A_c indica l'area della sezione trasversale dell'elemento ed f_c rappresenta la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo; ω e ω' sono le percentuali meccaniche di armatura longitudinale tesa (4.17) e compressa (4.18) rispettivamente; L_v rappresenta la luce di taglio che, in modo approssimato, è posta pari a metà lunghezza dell'elemento; ρ_{sx} è la percentuale geometrica di armatura trasversale definita dalla relazione (4.19), nella quale A_{sx} indica l'area dei bracci della singola staffa e b_w la base della sezione trasversale dell'elemento; ρ_d rappresenta la percentuale geometrica di armatura trasversale in ciascuna direzione diagonale; ε_{sy} (definita come f_y/E_s) rappresenta la deformazione allo snervamento dell'armatura longitudinale, avente resistenza caratteristica allo snervamento f_y e modulo di elasticità E_s .

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.016 \cdot (0.3)^v \cdot \left[f_c \cdot \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} \right]^{0.225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1.25^{100 \cdot \rho_d}) \quad (4.11)$$

$$\theta_y = \chi_y \cdot \frac{L_v}{3} + 0.0013 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \cdot \chi_y \cdot \frac{d_{bl} \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (4.12)$$

$$\chi_y = 1.87 \cdot \frac{\varepsilon_{sy}}{h} \quad (4.13)$$

$$\chi_y = 2.10 \cdot \frac{\varepsilon_{sy}}{h} \quad (4.14)$$

$$L_{pl} = 0.1 \cdot L_v + 0.17 \cdot h + 0.24 \cdot d_{bl} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (4.15)$$

Sono, infine, definite f_{yw} , A_s , A'_s ed h come la resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio dell'armatura trasversale, l'area delle armature longitudinali tese, l'area delle armature longitudinali compresse e l'altezza della sezione rispettivamente.

$$v = \frac{N}{A_c \cdot f_c} \quad (4.16)$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_y}{A_c \cdot f_c} \quad (4.17)$$

$$\omega' = \frac{A_s' \cdot f_y}{A_c \cdot f_c} \quad (4.18)$$

$$\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot s_h} \quad (4.19)$$

Il fattore di efficienza del confinamento (α) è funzione del passo delle armature trasversali nella zona critica (s_h), delle dimensioni del nucleo confinato (b_0 ed h_0) e delle distanze tra le barre longitudinali trattenute da staffe presenti sul perimetro (b_i). L'espressione utilizzata per la determinazione di α è la (4.20), di seguito riportata:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot h_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0}\right) \quad (4.20)$$

Le Tabelle A.8, A.9 e A.10 contengono i dati relativi alle duttilità calcolate per i pilastri del primo, secondo ed ultimo livello. Le successive Tabelle A.11, A.12, A.13 e A.14 riportano le duttilità calcolate per le travi dei livelli seminterrato, primo, secondo ed attico.

4.2.2 VANO ASCENSORE INTERNO

4.2.2.1 GEOMETRIA

La struttura metallica del vano ascensore è rigidamente connessa alla circostante struttura in calcestruzzo armato. Essa è isolata al livello di fondazione mediante 4 LFSBs, come riportato in Figura 4.5. Al fine di studiare il problema dell'eventuale martellamento interno fra le due strutture in esame, è proposta una configurazione strutturale alternativa, nella quale il vano ascensore è progettato a base fissa e separato dalla struttura circostante, come illustrato in Figura 4.12.

Come illustrato in Figura 4.13, le quote dei piani di sbarco della cabina dell'ascensore vanno da 0.00 m a 9.86 m, passando per le quote intermedie di 2.73 m e 6.86 m. l'altezza complessiva della struttura metallica è pari a 14.06 m (sporgendo quindi leggermente oltre la quota massima dell'edificio in c.a., come mostrato in Figura 4.9). La pianta del vano ascensore ha forma rettangolare, con dimensioni di 2.30 m in direzione longitudinale e di 2.48 m in direzione trasversale (le dimensioni sono relative alla distanza tra gli assi dei profilati che compongono la struttura metallica).

La descrizione delle dimensioni degli elementi strutturali, dei carichi e della procedura di dimensionamento è lasciata ai paragrafi seguenti.

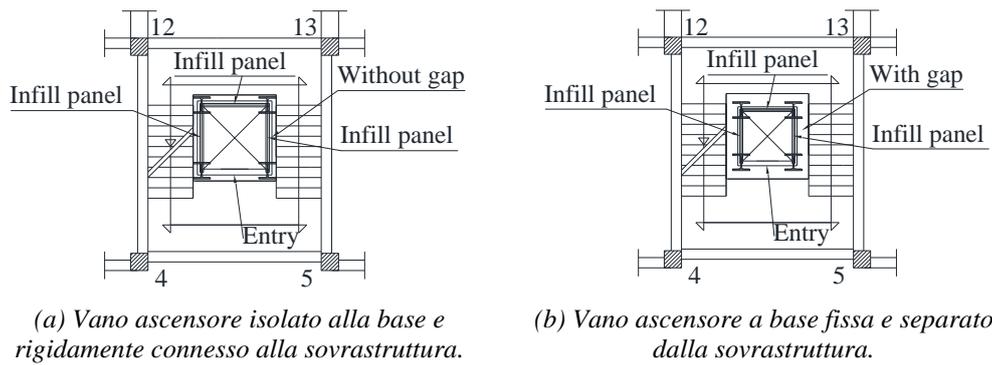
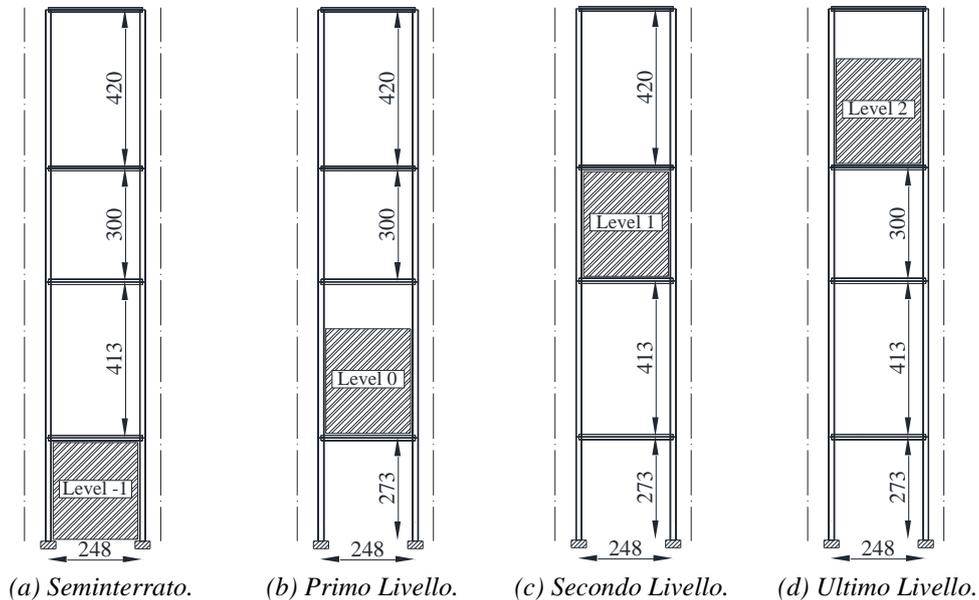


Figura 4.12 – Zoom in pianta di scale e vano ascensore



(a) Seminterrato. (b) Primo Livello. (c) Secondo Livello. (d) Ultimo Livello.

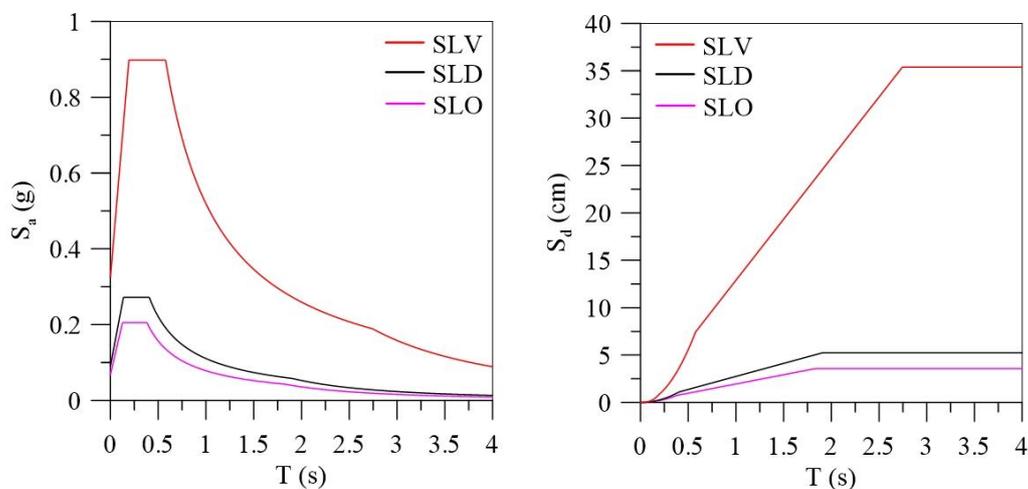
Figura 4.13 – Posizioni verticali dell'ascensore considerato nella configurazione a base fissa (unità in cm).

4.2.2.2 ANALISI DEI CARICHI

I carichi agenti sulla struttura metallica del vano ascensore, oltre al peso proprio della stessa, consistono: i) nel peso della cabina per la quale si è assunto un peso proprio di 10 kN; ii) nel carico variabile, pari a 10 kN, per la cabina allo scopo di tenere conto del massimo carico consentito a bordo; iii) nella pannellatura leggera, caratterizzata da un peso per unità di superficie pari a 0.43 kN/m², presente su 3 dei quattro lati della pianta del vano ascensore (come mostrato in Figura 4.12). Il carico relativo al vento non è stato preso in considerazione in quanto il vano ascensore è interno alla struttura circostante.

L'azione sismica è stata considerata con riferimento alle indicazioni delle NTC08 (2008), definendo la pericolosità sismica di base così come illustrato in § 4.2.1.2, sulla base dei parametri definiti nella Tabella 4.3 e nella Tabella 4.4. In Figura 4.14 sono riportati gli

spettri utilizzati per la progettazione del vano ascensore, calcolati utilizzando un fattore di smorzamento viscoso (ξ) pari al 2% (valore usuale per le costruzioni in acciaio).



(a) Spettri di progetto in accelerazione.

(b) Spettri di progetto in spostamento.

Figura 4.14 – Spettri di risposta elastici in accelerazione e spostamento orizzontali per il vano ascensore ($\xi=2\%$).

4.2.2.3 PROGETTAZIONE DELLA STRUTTURA METALLICA

La progettazione della struttura intelaiata in acciaio è stata effettuata seguendo le prescrizioni normative delle NTC08 (2008), assumendo la struttura come non dissipativa ed utilizzando, dunque, un fattore di comportamento (q) pari ad 1.00. In particolare, sono stati ipotizzati 8 diversi scenari, considerando l'ascensore a pieno carico (20 kN) ed a vuoto (10 kN), fermo alle 4 diverse quote di sbarco illustrate in Figura 4.13.

L'acciaio da carpenteria metallica impiegato è del tipo S355, al quale corrispondono una tensione di snervamento (f_y) ed una tensione di rottura (f_t) pari a 355 MPa e 510 MPa rispettivamente.

La progettazione è stata svolta rispettando i limiti relativi al *drift* d'interpiano (Δ/h) per gli stati limite SLO ed SLD. Le verifiche di resistenza e stabilità delle membrature sono state effettuate con riferimento allo SLV. Dalla procedura sin qui descritta è risultato necessario impiegare: i) profilati del tipo HEA 120 (sezioni di Classe I secondo NTC08 (2008)) per le travi a tutti i livelli; ii) profilati del tipo HEA 160 (sezioni di Classe 2 secondo NTC08 (2008)) per le colonne a tutti i livelli.

La Tabella 4.7 illustra le proprietà dinamiche della struttura intelaiata in acciaio negli 8 scenari considerati per la progettazione ed il dimensionamento. All'interno di essa compaiono la massa totale dell'ascensore (m_{tot}), i periodi principali di vibrazione nelle due direzioni principali ($T_{l,x}$ e $T_{l,y}$) e la percentuale di massa eccitata da questi ultimi ($m_{e,x}$ e $m_{e,y}$).

Tabella 4.7 – Proprietà dinamiche del vano ascensore

Ascensore vuoto ($m_{tot}=7.14$ ton)				
Posizione della cabina	$T_{1,X}(s)$	$m_{e,X}(\%)$	$T_{1,Y}(s)$	$m_{e,Y}(\%)$
-1	0.914	70.04	0.715	75.37
0	0.918	64.68	0.718	69.25
1	0.983	74.84	0.767	79.16
2	1.036	75.1	0.818	78.88
Ascensore a pieno carico ($m_{tot}=8.16$ ton)				
Posizione della cabina	$T_{1,X}(s)$	$m_{e,X}(\%)$	$T_{1,Y}(s)$	$m_{e,Y}(\%)$
-1	0.914	70.04	0.715	75.37
0	0.923	61.09	0.721	65.04
1	1.049	78.65	0.817	82.06
2	1.147	78.81	0.909	81.54

4.2.3 MITIGAZIONE DEL MARTELLAMENTO INTERNO

4.2.3.1 CONNESSIONE TRA LE DUE STRUTTURE

L'eventuale presenza di fenomeni di martellamento tra vano ascensore e struttura circostante è legata alla distanza tra le strutture. È necessario distanziare opportunamente le due strutture mediante la creazione di un *gap* (g_d). Esso ha il compito di permettere che entrambi gli edifici, sotto l'azione del sisma, possano spostarsi senza venire a contatto.

Il dimensionamento del *gap* necessario è un problema arduo da risolvere, considerata l'estrema aleatorietà dell'azione sismica e la conseguente variabilità della risposta strutturale (sia elastica che plastica) delle strutture coinvolte.

Al fine di ridurre e/o eliminare il fenomeno suddetto, certamente negativo dal punto di visto strutturale e non strutturale, collegare le due strutture al livello dei piani, come illustrato nel dettaglio nel paragrafo successivo, rappresenta una efficace soluzione.

4.2.3.1.1 GEOMETRIA DEL SISTEMA DI CONNESSIONE

La prima fase consiste, ovviamente, nella definizione della distanza che le norme impongono sia interposta tra edifici contigui.

Il *gap* tra la struttura a base fissa del vano ascensore e la struttura circostante, isolata in testa ai pilastri del livello seminterrato, è stato dimensionato sulla base della normativa italiana vigente (NTC18 2018) e dell'Eurocodice 8 (EC8 2004). In particolare, sono state calcolate tre diverse distanze, funzione degli spostamenti laterali corrispondenti ai due stati limite (SLV e SLC) considerati per la progettazione delle due strutture.

Applicando le NTC18 (2018) è stato calcolato il *gap* $g_{d,NTC18}$ pari a 33 cm, ottenuto come somma degli spostamenti orizzontali dei due sistemi coinvolti calcolati allo SLV, e comunque non minore del valore dato dall'equazione (4.21), nella quale H rappresenta la quota dei livelli che si fronteggiano.

$$\frac{2 \cdot H}{100} \cdot \frac{a_g \cdot S}{g} \quad (4.21)$$

È d'uopo precisare che le NTC18 (2018) non contengono nessuna prescrizione specifica riguardo le strutture isolate e prevedono che il calcolo di g_d sia effettuato considerando il solo SLV (senza prendere in esame lo SLC in riferimento al quale deve essere progettato il sistema di isolamento).

L'Eurocodice 8 (EC8 2004) prevede che la distanza tra due strutture contigue sia pari almeno alla radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti orizzontali dei due sistemi strutturali coinvolti. Nel caso specifico sono stati considerati i due stati limite usati per la progettazione di ognuno dei due edifici (SLC per la struttura in c.a. con sistema di isolamento, SLV per la struttura metallica del vano ascensore). Sono stati, dunque, calcolati due distinti *gap*: $g_{d,EC8.1}$ pari a 24 cm per lo SLV, $g_{d,EC8.2}$ pari a 35 cm per lo SLC. Lo spostamento considerato per la struttura in calcestruzzo è pari allo spostamento spettrale del sistema di isolamento (sia allo SLV che allo SLC), assumendo, in modo semplificato ma ragionevole, che quest'ultimo sia costante a tutti i livelli.

Come anticipato in § 4.2.3.1, collegare le due strutture al livello dei piani comporta la riduzione e/o la completa eliminazione del martellamento. Le scelte effettuate hanno portato allo studio di due diverse soluzioni: i) collegamento delle strutture a tutti i livelli; ii) collegamento delle strutture solo all'ultimo livello.

I dettagli geometrici e meccanici del sistema di connessione e dei dispositivi di connessione sono spiegati in modo dettagliato nei paragrafi successivi.

Allo scopo di verificare che le distanze previste siano sufficienti a garantire l'assenza di fenomeni di martellamento nel caso di sisma, sono stati studiati gli spostamenti relativi (equazioni (4.22) e (4.23)) E_s - S_b lungo le direzioni x ($u_{E_s,i}$ e $u_{S_b,i}$) ed y ($v_{E_s,i}$ e $v_{S_b,i}$), dove E_s indica i nodi appartenenti al vano ascensore (*Elevator shaft*) ed S_b indica i nodi appartenenti alla struttura circostante in c.a. (*Surrounding building*).

$$g_{X,i}(t) = u_{E_s,i}(t) - u_{S_b,i}(t), i = 1..4 \quad (4.22)$$

$$g_{Y,i}(t) = v_{E_s,i}(t) - v_{S_b,i}(t), i = 1..4 \quad (4.23)$$

Essi assumono valore positivo quando le coordinate dei nodi del vano ascensore sono maggiori di quelle dei corrispondenti nodi appartenenti alla struttura circostante (Figura 4.15).

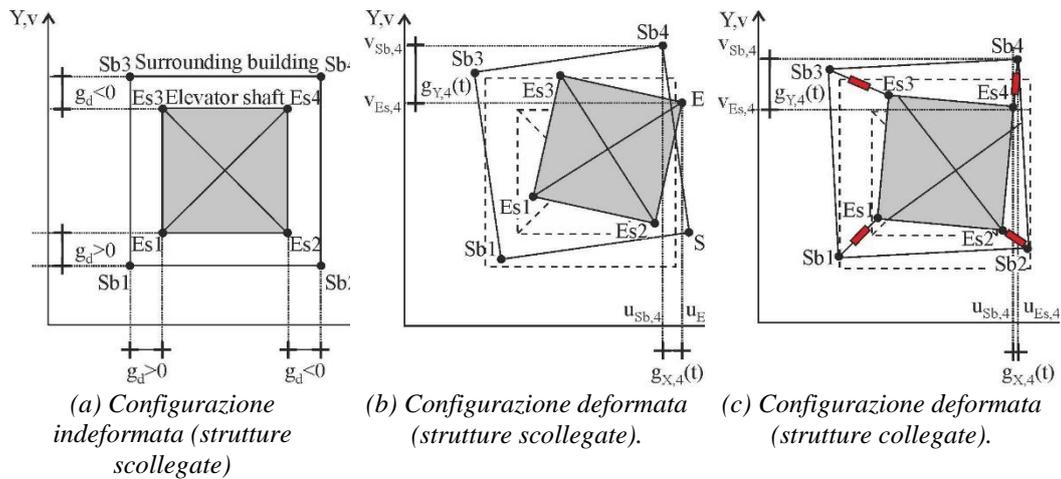


Figura 4.15 – Gap interno tra il vano ascensore e la struttura circostante.

4.2.3.1.2 DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI CONNESSIONE

Il problema della connessione tra due differenti sistemi strutturali è esaminato per quattro tipi di collegamento tra le quattro coppie di nodi d'angolo per ogni livello (Figura 4.15c):

- Dispositivi flessibili (FLs o *flexible links*), a comportamento elastico lineare costituiti da molle elicoidali;
- Dispositivi rigidi (RLs o *rigid links*), con rigidità assiale molto elevata;
- Dispositivi viscosi (VDLs o *viscous damped links*), a comportamento viscoso lineare;
- Dispositivi magnetici (MDLs o *magnetic damped links*), ottenuti come combinazione in parallelo (Kelvin-Voigt) di una molla elastica elicoidale e di un dissipatore viscoso a correnti parassite (ECDL ovvero *eddy current damped link*).

Una volta selezionato il tipo di connessione, il modello per l'accoppiamento tra la struttura a base fissa del vano ascensore e la struttura in c.a. isolata alla base è realizzato per collegamento solo all'ultimo livello (caso A, Figura 4.16a) e per collegamento a tutti i livelli (caso B, Figura 4.16b), lungo entrambe le direzioni principali in pianta. Le seguenti assunzioni sono alla base della modellazione:

- La struttura in c.a. isolata alla base è modellata come un telaio piano del tipo *shear-type* (sistema a 4 gdl), con massa, rigidità e viscosità ($m_{Sb,j}$, $k_{Sb,j}$ e $c_{Sb,j}$) variabili per ogni livello ($j=0..3$);
- La struttura a base fissa del vano ascensore è modellata come un telaio piano flessibile (sistema a 4 gdl), con massa, rigidità e viscosità ($m_{Es,j}$, $k_{Es,j}$ e $c_{Es,j}$) variabili per ogni livello ($j=0..3$);
- Le caratteristiche di rigidità e viscosità per i dispositivi di collegamento ($k_{L,j}$ e $c_{L,j}$) possono essere variate lungo l'altezza ($j=0..3$);
- Lo smorzamento viscoso della struttura in c.a. isolata alla base è considerato concentrato al solo livello di isolamento ($c_{Sb,0}$), trascurando il contributo della sovrastruttura; mentre lo smorzamento viscoso equivalente del vano ascensore a

base fissa (ζ) è assunto pari al 2% e la matrice di viscosità è calcolata usando l'approccio di *Rayleigh*;

- Le altezze dei livelli di ognuno dei modelli strutturali sono le medesime, trascurando la diversa altezza della testa del vano ascensore;
- La cabina è considerata a pieno carico e ferma all'ultimo livello (Figura 4.16).

Nella Tabella 4.7 sono riportate le principali proprietà dinamiche dei due modelli strutturali sin qui descritti.

L'obiettivo della procedura di dimensionamento è quello di minimizzare lo spostamento orizzontale per tutti i livelli del vano ascensore. È, infatti, quest'ultimo a rappresentare la struttura più delicata e debole tra le due considerate.

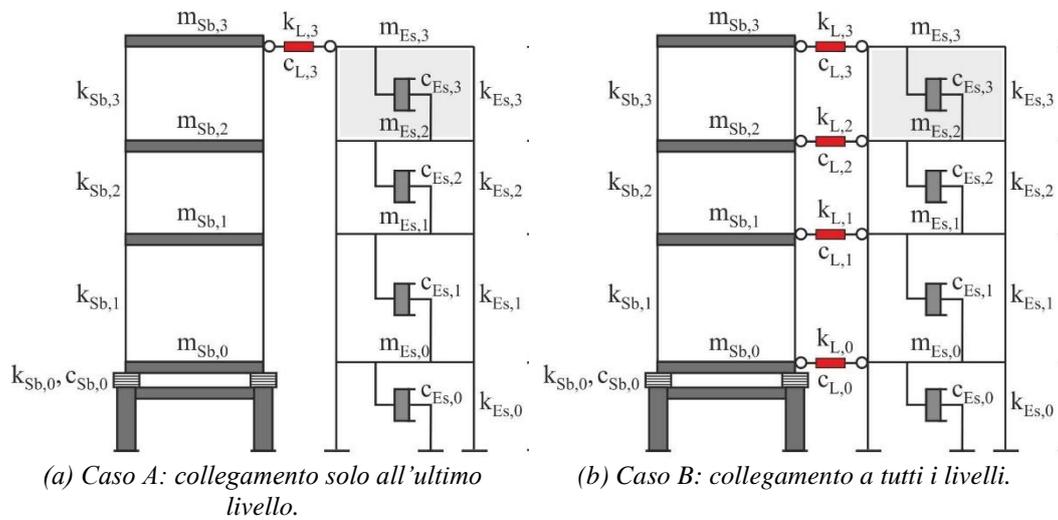


Figura 4.16 – Schemi di accoppiamento tra vano ascensore (*Es*) e struttura circostante (*Sb*).

Una volta definite le matrici delle masse $[M_{Sb}]$ e $[M_{Es}]$, le matrici delle rigidezze $[K_{Sb}]$ e $[K_{Es}]$ e le matrici di viscosità $[C_{Sb}]$ e $[C_{Es}]$ dei due sistemi, l'equazione del moto del sistema (4.24) accoppiato è definita di seguito:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}(t)\}_p + [C]_p \cdot \{\dot{u}(t)\}_p + [K]_p \cdot \{u(t)\}_p = -[M] \cdot \{1\} \cdot \ddot{u}_g \cdot e^{i\omega_{Es} \cdot t} = -\{Q\} \cdot e^{i\omega_{Es} \cdot t}, \quad p \in (X, Y) \quad (4.24)$$

Nell'equazione (4.24) $[M]$ rappresenta la matrice delle masse (diagonale nel caso specifico) e definita in (4.25), $[K]_p$ e $[C]_p$ sono le matrici di rigidezza e viscosità $[8 \times 8]$, grazie alla condensazione statica che permette di ridurre il numero dei gradi di libertà ad 8 (gli spostamenti orizzontali di piano per le due strutture).

Tabella 4.8 – Proprietà principali dei modelli strutturali del vano ascensore (*Es*) e della struttura circostante (*Sb*).

Livello	h_i [m]	m_{Sb} [ton]	k_{Sb} [kN/m]	c_{Sb} [kNs/m]	m_{Es} [ton]
0	2.85	722	16450	1798	1.847
1	4.25	776	563670	-	1.660
2	3.12	631	1260500	-	3.939
3	3.12	271	212830	-	0.714

La forzante, che rappresenta l'accelerazione al suolo (\ddot{u}_g), è di tipo armonico e, allo scopo di ottenere maggiore protezione per il vano ascensore, ha pulsazione pari a quella propria del vano ascensore ($\omega_{Es,p}$). Infine, p indica la direzione principale in pianta considerata.

$$[M] = \begin{bmatrix} [M_{Sb}] & [0] \\ [0] & [M_{Es}] \end{bmatrix}; \quad p \in (X, Y) \quad (4.25)$$

$$[C]_p = \begin{bmatrix} [C_{Sb}] & [0] \\ [0] & [C_{Es}] \end{bmatrix}_p + [C_{link}]_p; \quad p \in (X, Y) \quad (4.26)$$

$$[K]_p = \begin{bmatrix} [K_{Sb}] & [0] \\ [0] & [K_{Es}] \end{bmatrix}_p + [K_{link}]_p; \quad p \in (X, Y) \quad (4.27)$$

Nell'equazione (4.26) $[C_{link}]_p$ rappresenta la matrice di viscosità dei dispositivi di collegamento, esplicitata in (4.28). La matrice $[K_{link}]_p$, matrice di rigidezza dei dispositivi di collegamento, compare nell'equazione (4.27) ed è esplicitata in (4.29).

$$[C_{link}]_p = \begin{bmatrix} c_{L0} & 0 & 0 & 0 & -c_{L0} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & c_{L1} & 0 & 0 & 0 & -c_{L1} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c_{L2} & 0 & 0 & 0 & -c_{L2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_{L3} & 0 & 0 & 0 & -c_{L3} \\ -c_{L0} & 0 & 0 & 0 & c_{L0} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -c_{L1} & 0 & 0 & 0 & c_{L1} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -c_{L2} & 0 & 0 & 0 & c_{L2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -c_{L3} & 0 & 0 & 0 & c_{L3} \end{bmatrix}_p, \quad p \in (X, Y) \quad (4.28)$$

$$[K_{link}]_p = \begin{bmatrix} k_{L0} & 0 & 0 & 0 & -k_{L0} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{L1} & 0 & 0 & 0 & -k_{L1} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{L2} & 0 & 0 & 0 & -k_{L2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{L3} & 0 & 0 & 0 & -k_{L3} \\ -k_{L0} & 0 & 0 & 0 & k_{L0} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k_{L1} & 0 & 0 & 0 & k_{L1} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_{L2} & 0 & 0 & 0 & k_{L2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k_{L3} & 0 & 0 & 0 & k_{L3} \end{bmatrix}_p, \quad p \in (X, Y) \quad (4.29)$$

L'equazione del moto viene risolta in forma chiusa ottenendo il vettore delle ampiezze degli spostamenti come in (4.30), assumendo per i vettori spostamento ($\{u\}_p$), velocità ($\{\dot{u}\}_p$) ed accelerazione ($\{\ddot{u}\}_p$) quanto riportato in (4.31).

$$\{u\}_p = \text{Re} \left\{ \left\{ -\omega_{Es,p}^2 \cdot [M] + i\omega_{Es,p} \cdot [C]_p + [K]_p \right\}^{-1} \cdot \{Q\} \right\}, \quad p \in (X,Y) \quad (4.30)$$

$$\{u(t)\}_p = q_p \cdot e^{i\omega_{Es,p}t}, \quad \{\dot{u}(t)\}_p = i\omega_{Es,p} \cdot q_p \cdot e^{i\omega_{Es,p}t}, \quad \{\ddot{u}(t)\}_p = -\omega_{Es,p}^2 \cdot q_p \cdot e^{i\omega_{Es,p}t}, \quad p \in (X,Y) \quad (4.31)$$

Basandosi su quanto illustrato finora, la procedura di dimensionamento del sistema di connessione parte con il calcolo della distribuzione verticale della rigidezza, nell'ipotesi di assenza di dissipazione del sistema di connessione ($[C_{link}]_p = [0]$). Il procedimento mira alla minimizzazione degli spostamenti orizzontali di tutti i livelli del vano ascensore.

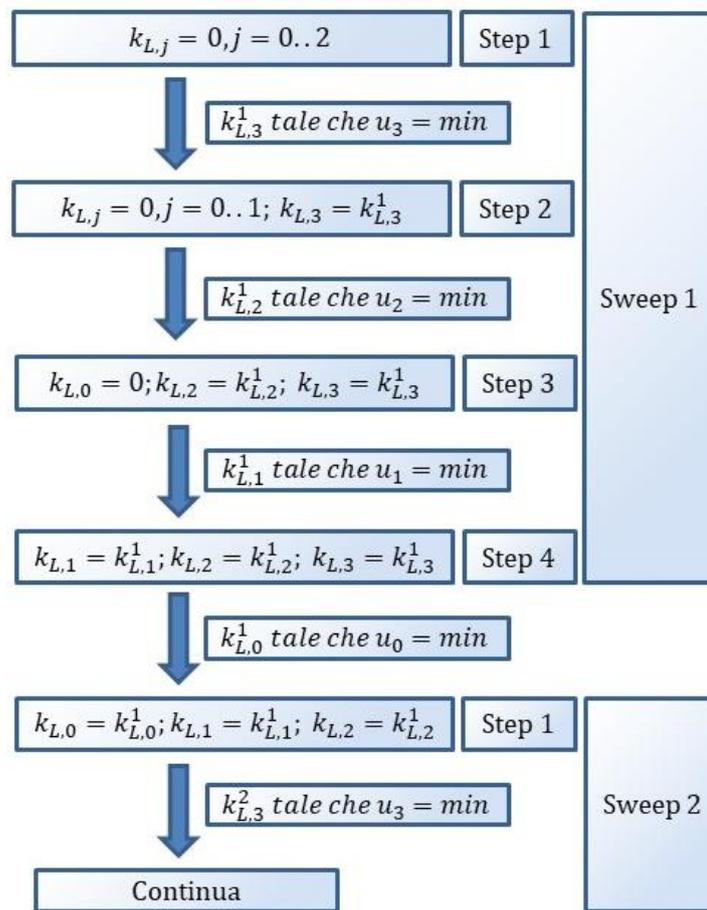


Figura 4.17 – Diagramma di flusso della procedura di dimensionamento del sistema di connessione.

In particolare, è stato impiegato un approccio iterativo del tipo *four-sweep-four-step* (4 passate di 4 *step* ciascuna), nel quale al *k*-esimo *sweep* (passata) corrispondono 4 *step* (passi), ognuno dei quali con l'obiettivo di valutare la rigidezza del collegamento minimizzando lo spostamento orizzontale ad un livello per volta, lasciando fissate le rigidzze del collegamento agli altri livelli. I risultati della suddetta procedura sono riportati, adimensionalizzati rispetto allo spostamento massimo, in Figura 4.18, con

riferimento ad entrambe le direzioni principali in pianta, ed il diagramma di flusso della procedura è illustrato in Figura 4.17.

Tabella 4.9 – Principali proprietà dei dispositivi di connessione (unità in kN, m e s).

Livello	Caso A: dir. X		Caso A: dir. Y		Caso B: dir. X		Caso B: dir. Y	
	k_L	c_L	k_L	c_L	k_L	c_L	k_L	c_L
3	51.43	5.06	76.00	6.25	51.43	5.06	76.00	6.25
2	0.00	0.00	0.00	0.00	40.00	3.93	58.18	4.78
1	0.00	0.00	0.00	0.00	26.67	2.62	48.89	4.01
0	0.00	0.00	0.00	0.00	40.00	3.93	66.67	5.48

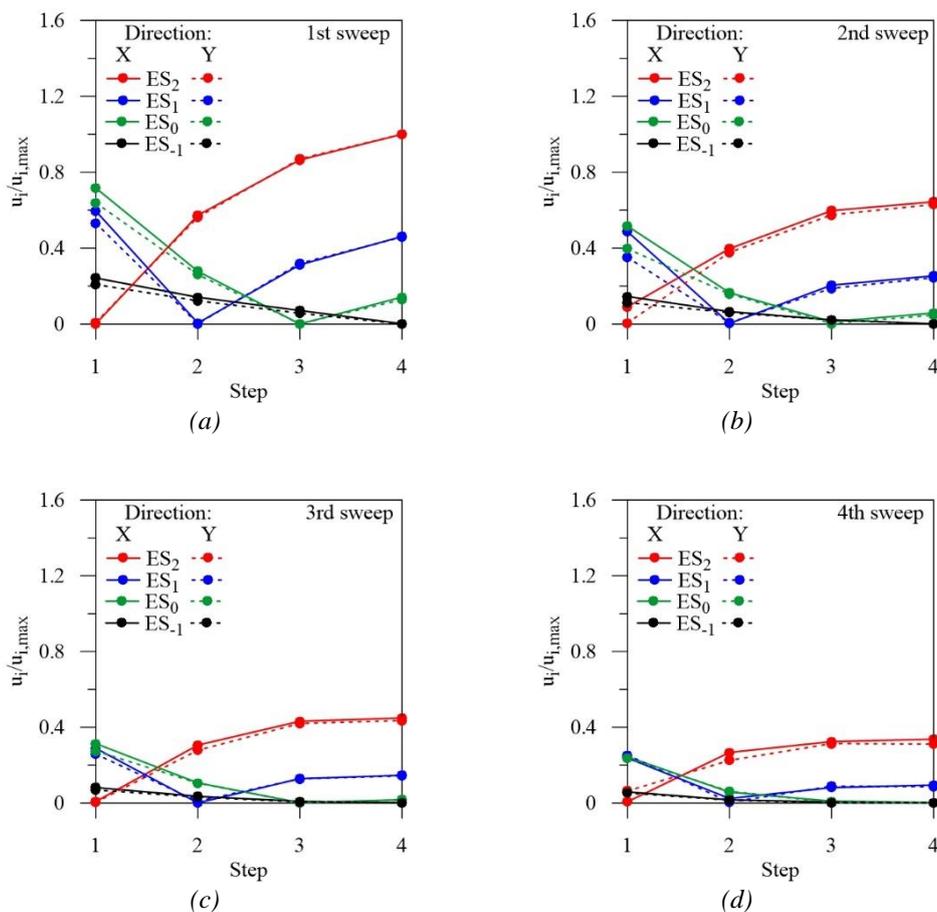


Figura 4.18 – Risultati della procedura iterativa per il dimensionamento del sistema di connessione tra le strutture.

È da segnalare che lo spostamento massimo, per cui il rapporto $u_j/u_{j,max}$ è pari ad 1, si ottiene al passo 4 del primo *sweep* per entrambe le direzioni considerate (Figura 4.18a). Si assiste ad una graduale riduzione del rapporto $u_j/u_{j,max}$ a tutti i livelli all'aumentare delle iterazioni, a prova dell'efficacia della procedura proposta. Quest'ultima è stata interrotta allo *step* 4 del 4° *sweep* poiché le rigidezze dei collegamenti variano in modo trascurabile all'aumentare delle iterazioni.

La dissipazione da affidare ai dispositivi di collegamento è stata calcolata in modo proporzionale alla rigidità degli stessi, assegnando un fattore di smorzamento viscoso ζ_{DL} pari al 25%. Le proprietà di viscosità e rigidità del sistema di collegamento sono riassunte nella Tabella 4.9. Ulteriori informazioni circa il dimensionamento del sistema di connessione possono essere trovati in Mazza e Labernarda (2020).

4.2.3.2 DIMENSIONAMENTO DEI DISPOSITIVI DI CONNESSIONE

In questa parte si fa riferimento al dimensionamento dei dispositivi MDLs (*magnetic damped links*), assimilabili ad ammortizzatori modellati alla Kelvin-Voigt (molla elastica e dissipatore viscoso in parallelo). Ciò dipende dal fatto che questi ultimi, come è riportato nel § 4.4, sono i più efficienti ed efficaci nella riduzione del martellamento interno e nella protezione della struttura metallica del vano ascensore. Gli altri tipi di dispositivi, descritti in § 4.2.3.1.1, sono ad ogni modo riconducibili o al solo dissipatore viscoso (VDLs) o alla sola molla elastica (FLs e gli RLs se si impiega una rigidità assiale elevata).

4.2.3.2.1 OTTIMIZZAZIONE GEOMETRICA DEI DISPOSITIVI

Il dispositivo MDL (*magnetic damped link*) è ottenuto come combinazione in parallelo di un dissipatore viscoso del tipo ECDL (*eddy current damped link*) e di una molla elastica elicoidale (Figura 4.19).

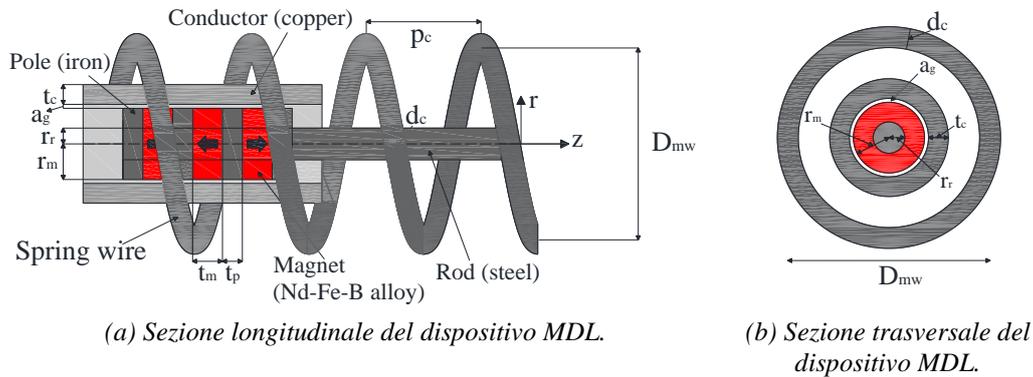


Figura 4.19 – Schema del dispositivo MDL (*magnetic damped link*), combinazione in parallelo di un dissipatore viscoso del tipo ECDL (*eddy current damped link*) e di una molla elastica elicoidale.

Il dissipatore viscoso del tipo ECDL (*eddy current damped link*), mostrato in Figura 4.19a ed in Figura 4.19b), è formato da un tubo cilindrico esterno (conduttore paramagnetico) all'interno del quale è libero di muoversi un array di anelli magnetici assialmente magnetizzati, separati da anelli di ferro (Ebrahimi et al. 2008).

Il movimento relativo tra l'array interno di magneti ed il tubo conduttore esterno genera correnti parassite in quest'ultimo che, a loro volta, creano un campo magnetico che si oppone al movimento che lo ha generato. La forza che si oppone al movimento è conosciuta come Forza di Lorentz (F_L) ed è data dall'equazione (4.32). Come si può notare le correnti parassite generano una forza direttamente proporzionale alla velocità relativa fra conduttore ed array interno.

$$F_L = -v \cdot \sigma \cdot t_p \cdot \int_0^{2\pi} \int_{r_{in}}^{r_{out}} r \cdot B_r^2(r, z_0) \cdot e^{-\frac{(r-r_{in})}{\delta_p}} dr \cdot d\theta \quad (4.32)$$

$$c_L = \sigma \cdot t_p \cdot \int_0^{2\pi} \int_{r_{in}}^{r_{out}} r \cdot B_r^2(r, z_0) \cdot e^{-\frac{(r-r_{in})}{\delta_p}} dr \cdot d\theta; \quad z_0 = \frac{t_p + t_m}{2} \quad (4.33)$$

$$\delta_p = \sqrt{\frac{1}{\sigma_c \cdot f \cdot \pi \cdot \mu}} \quad (4.34)$$

Nelle (4.32), (4.33) e (4.34) compaiono le seguenti grandezze (Ebrahimi et al., 2009):

- σ rappresenta la conducibilità elettrica del conduttore (5.8×10^7 S/m per il rame utilizzato nel caso specifico);
- t_p , t_m e t_c sono gli spessori dell'anello di ferro, dell'anello magnetico e del conduttore esterno rispettivamente;
- r_m , r_e ed a_g sono il raggio dell'anello magnetico, il raggio dell'asta in acciaio intorno alla quale sono presenti gli anelli magnetici e di ferro e il *gap* tra tubo esterno ed array interno rispettivamente;
- r_{in} e r_{out} rappresentano, rispettivamente, il raggio interno (pari a $r_m + a_g$) ed il raggio esterno (pari a $r_{in} + t_c$).

La (4.34) esprime la profondità di penetrazione (δ_p), definita come la distanza dalla superficie interna del conduttore alla quale la densità di corrente raggiunge un valore pari a $1/e$ rispetto a quello iniziale. Essa dipende, oltre che dalla conducibilità elettrica del conduttore (σ), anche dalla costante di permeabilità magnetica del rame ($\mu = 1.25 \times 10^{-6}$ H/m) e dalla frequenza della corrente alternata ($f = 1.2$ Hz).

La densità di flusso del campo magnetico (B_r) alla distanza (r, z_0) è definita, in modo completo, nelle equazioni (4.35), (4.36), (4.37), (4.38) e (4.39), all'interno delle quali compare la magnetizzazione residua degli anelli utilizzati (B_{res}) pari ad 1.43 T (valore coerente con la lega Nd-Fe-B che costituisce i gli anelli magnetici).

$$B_r(r, z_0) = 2 \cdot \left[B_r(r, z_0) \Big|_{r_m, t_m} - B_r(r, z_0) \Big|_{r, t_m} \right] \quad (4.35)$$

$$B_r(r, z_0) \Big|_{r_m, t_m} = \frac{B_{res}}{2\pi} \cdot \int_{-t_m/2}^{t_m/2} \frac{(z_0 - z) \cdot dz}{r \cdot \left[(r_m + r)^2 + (z_0 - z)^2 \right]^{1/2}} \cdot \left[-K(k) + \frac{r_m^2 + r^2 + (z_0 - z)^2}{(r_m - r)^2 + (z_0 - z)^2} \cdot E(k) \right] \quad (4.36)$$

$$B_r(r, z_0) \Big|_{r, t_m} = \frac{B_{res}}{2\pi} \cdot \int_{-t_m/2}^{t_m/2} \frac{(z_0 - z) \cdot dz}{r \cdot [(r_r + r)^2 + (z_0 - z)^2]^{1/2}} \cdot \left[-K(k) + \frac{r_r^2 + r^2 + (z_0 - z)^2}{(r_r - r)^2 + (z_0 - z)^2} \cdot E(k) \right] \quad (4.37)$$

$$K(k) = \int_0^{\pi/2} \frac{1}{\sqrt{1 - k^2 \cdot \sin^2(\theta)}} \cdot d\theta; \quad E(k) = \int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - k^2 \cdot \sin^2(\theta)} \cdot d\theta \quad (4.38)$$

$$k^2 = 4r_m \cdot r \cdot [(r_m + r)^2 + (z_0 - z)^2]^{-1} \quad (4.39)$$

La fase di ottimizzazione geometrica consiste nell'ottenere la massima capacità dissipativa dell'ECDL minimizzando le dimensioni dello stesso nella direzione longitudinale (minimizzare la lunghezza del dispositivo). A tale scopo la costante viscosa equivalente adimensionalizzata ($c_L/c_{L,max}$) è stata calcolata ed espressa in funzione del rapporto α_{cL} . Esso è definito come il rapporto tra lo spessore del conduttore esterno (t_c) e la profondità di penetrazione (δ_p).

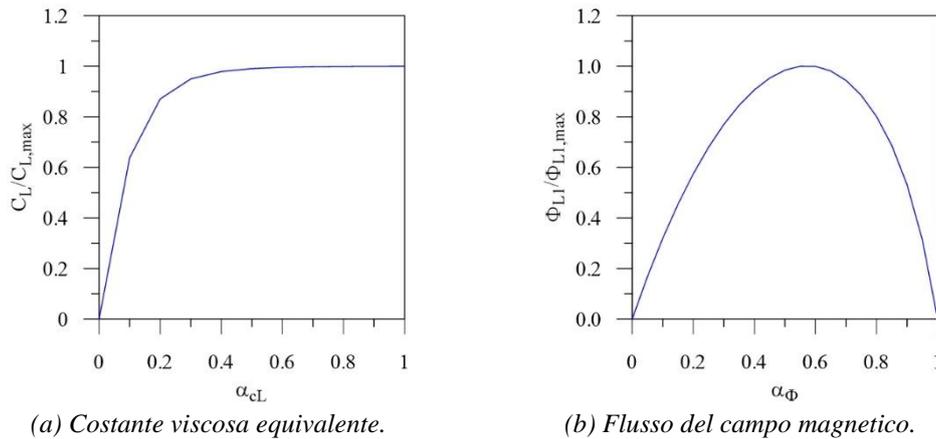


Figura 4.20 – Ottimizzazione dimensionale del dissipatore viscoso del tipo ECDL.

In Figura 4.20a è riportata la variazione della costante viscosa equivalente adimensionalizzata in funzione del rapporto α_{cL} . Come può essere osservato, il valore massimo per $c_L/c_{L,max}$ viene raggiunto per valori di $\alpha_{cL} \geq 0.33-0.40$, sottolineando il fatto che per un assegnato valore della profondità di penetrazione (δ_p) è inutile utilizzare un conduttore che abbia uno spessore superiore a $0.33\delta_p - 0.40\delta_p$.

In modo analogo si è proceduto all'ottimizzazione del flusso del campo magnetico ($\Phi_{L,1}$) uscente da un singolo pacchetto di anelli (equazione (4.40)). Il singolo pacchetto è costituito da due anelli magnetici fra i quali è interposto un anello di ferro.

$$\Phi_{L,1} = 2\pi \cdot r_m \cdot t_p \cdot B_r \quad (4.40)$$

In Figura 4.20b il flusso del campo magnetico adimensionalizzato rispetto al massimo ($\Phi_1/\Phi_{1,max}$) è espresso in funzione dello spessore adimensionalizzato del magnete ($\alpha_\phi = t_m/(t_m+t_p)$). Come si evince facilmente, il valore massimo del flusso del campo magnetico adimensionalizzato si ottiene per un valore di α_ϕ pari a 0.55.

4.2.3.2.2 DIMENSIONAMENTO DEL DISSIPATORE MAGNETICO

Una volta noti i parametri ottimi per una efficiente progettazione del dispositivo del tipo ECDL, i parametri geometrici descritti in precedenza sono variati facendo, però sempre in modo che i rapporti α_{cL} e α_ϕ siano pari ai valori ottimi ottenuti in precedenza.

In particolare, ai fini del dimensionamento, è stato considerato un solo dispositivo dei 4 presenti ad ognuno dei livelli (Figura 4.15c). Esso è stato dimensionato in modo da possedere una costante viscosa equivalente, nella direzione considerata (x o y), pari a ad 1/4 di quella calcolata mediante la procedura di dimensionamento di cui al § 4.2.3.1.2 e riportata nella Tabella 4.9.

La Tabella 4.10 contiene le principali proprietà dimensionali dei dispositivi progettati al variare del livello. Essi sono relativi al caso di collegamento in direzione y , più esigente dal punto di vista delle prestazioni. All'interno di essa n_m rappresenta il numero di anelli magnetici ed n_p indica il numero di anelli di ferro.

Tabella 4.10 – Principali proprietà dei dispositivi ECDL (unità in mm).

Livello	t_c	t_m	t_p	r_m	r_r	a_g	n_m	n_p
3	20	19.0	15.5	59	15	0.5	4	3
2	20	19.0	15.5	49	15	0.5	4	3
1	20	16.0	13.0	51	15	0.5	4	3
0	24	15.3	12.5	95	10	0.5	4	2

È da precisare che per i livelli 1,2 e 3 il rapporto α_{cL} è stato assunto pari a 0.33; per il livello 0 è stato utilizzato un valore pari a 0.40.

4.2.3.2.3 DIMENSIONAMENTO DELLA MOLLA ELICOIDALE

La forza di richiamo del dispositivo MDL (*magnetic damped link*) è garantita dalla rigidità della molla elastica elicoidale. La progettazione di quest'ultima consiste nella determinazione delle grandezze geometriche che la caratterizzano. In particolare, il dimensionamento è legato sia alla dimensione del dissipatore ECDL (interno alla molla), e sia allo spazio libero necessario all'installazione del dispositivo MDL. La procedura risulta, dunque, complessa ed iterativa, essendo legata anche alla corsa utile (§ 4.4.3) che ognuno dei dispositivi deve garantire.

Una volta dimensionato il dissipatore ECDL, viene determinato il valore del diametro medio della molla (D_{mw}) (Figura 4.19a,b) in modo che l'interno di quest'ultima possa accogliere il dissipatore, considerando uno spazio libero di 1 mm per lato. Questo è il punto di partenza della procedura iterativa descritta dai passi seguenti:

1. Si determinano il diametro del filo (d_c) ed il numero delle spire attive (N_c) in modo da raggiungere il valore di rigidezza desiderato (k_k) dalla (4.41) (Bansal 2007), considerando un acciaio armonico del tipo A228 ($G=80000$ MPa);

$$k_L = \frac{d_c^4 \cdot G}{8 \cdot D_{mw}^3 \cdot N_c} \quad (4.41)$$

2. Si calcola la lunghezza della molla completamente compressa (L_{L_s}), dalla (4.42) e si verifica che la lunghezza totale della molla (L_{L_t}) sia sufficiente a rispettare la condizione (4.43); se ciò è verificato si prosegue al passo 3, altrimenti di riparte dal passo 1;

$$L_{L_s} = (N_c + 2) \cdot d_c \quad (4.42)$$

$$L_{L_t} - L_{L_s} \geq \text{corsa utile} \quad (4.43)$$

3. Si determina la massima tensione tangenziale agente sulla molla nel caso in cui sia completamente compressa (τ_{max}), mediante le (4.44) e (4.45), dove k_B rappresenta il coefficiente di Bergsträsser, verificando che sia inferiore alla tensione di snervamento dell'acciaio (τ_y pari a 1608 MPa per l'acciaio utilizzato).

$$\tau_{max} = \frac{k_B \cdot F \cdot 8D_{mw}}{\pi \cdot d_c^3} \leq \tau_y \quad (4.44)$$

$$F = k_k \cdot (L_{L_t} - L_{L_s}) \quad (4.45)$$

Se la verifica risulta soddisfatta si passa alla verifica a fatica, omessa per brevità, altrimenti si ritorna al punto 1 riprogettando la geometria della molla.

In Tabella 4.11 sono riportate le caratteristiche geometriche e meccaniche delle molle elicoidali dimensionate come descritto in precedenza.

Anche in questa fase, ai fini del dimensionamento, è stata considerata una sola molla avente rigidezza pari ad 1/4 di quella calcolata mediante la procedura di dimensionamento di cui al § 4.2.3.1.2 e riportata nella Tabella 4.9.

Tabella 4.11 – Principali proprietà delle molle elicoidali (unità in mm).

Livello	D_{mw}	d_c	p_c	N_c	k_B	L_{L_s}	L_{L_t}
3	177.50	16.50	81.40	5	1.125	115.50	440
2	155.00	14.00	82.40	5	1.121	98.00	440
1	156.45	13.45	82.62	5	1.115	94.15	440
0	257.75	16.75	203.25	2	1.086	67.00	440

I vantaggi dell'utilizzo degli MDL sono molteplici:

- buona capacità dissipativa associata a dimensioni contenute; questo li rende adatti all'installazione in spazi angusti e difficilmente raggiungibili;
- nessuna necessità di manutenzione non avendo un principio di funzionamento basato sul contatto fra parti meccaniche;
- ottime capacità ricentranti date dalla presenza della molla elastica elicoidale.

4.3 RISULTATI NUMERICI PER LA VALUTAZIONE DEL MARTELLAMENTO INTERNO

4.3.1 INPUT SISMICO

L'analisi dinamica non lineare ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico (risposta sismica) della struttura in campo non lineare. Questo tipo di analisi strutturale consente di investigare, inoltre, la duttilità richiesta agli elementi strutturali, verificandone l'integrità nei confronti di possibili comportamenti fragili (NTC18 2018). L'evoluzione dinamica nel tempo della struttura, definita dagli spostamenti della stessa, viene determinata integrando per via numerica le equazioni del moto.

Le analisi dinamiche non lineari sono state effettuate mediante un programma di calcolo numerico (Mazza e Mazza 2012) all'interno del quale sono stati implementati i diversi modelli meccanici assunti per gli isolatori elastomerici (HDRBs), le cui caratteristiche geometriche e meccaniche sono riassunte nella Tabella 4.5. Le proprietà relative alle slitte (LFSBs) utilizzate sono riportate nella Tabella 4.6.

Un modello a plasticità concentrata descrive il comportamento non lineare delle travi in c.a. alle estremità, dove ci si aspetta le deformazioni plastiche. In particolare, sono stati considerati due elementi in parallelo, uno elastico perfettamente plastico ed uno lineare elastico, assumendo un legame momento-curvatura bilineare con rapporto d'incrudimento pari al 3%. Per i pilastri è, invece, adottato un dominio d'interazione tra sforzo normale e momento biassiale linearizzato multi-superficie (Mazza e Mazza 2012). La deformazione tagliante è trascurata per tutti gli elementi in c.a., mentre le rigidità assiali e flessionali sono state, ovviamente, considerate utilizzando un modulo elastico pari a 31500 MPa. Ulteriori dettagli sulla modellazione degli elementi in c.a. e sulla calibrazione dello stesso possono essere trovati in (Mazza e Mazza 2010, Mazza 2014a). Per le analisi relative alla struttura intelaiata in acciaio del vano ascensore, il comportamento meccanico degli elementi strutturali in acciaio è stato considerato elastico lineare poiché gli stessi sono stati progettati nell'ipotesi di comportamento non dissipativo (quindi fattore di comportamento q pari ad 1).

La matrice di smorzamento $[C]$ della sovrastruttura è ottenuta dalla combinazione lineare delle matrici delle masse $[M]$ e delle rigidità $[K]$, facendo riferimento all'ipotesi di *Rayleigh*, considerando un fattore di smorzamento viscoso equivalente (Makris e Chang 2000) pari al 2% sia in direzione orizzontale (ζ_H) che verticale (ζ_V). La determinazione della matrice di smorzamento dipende anche dalla direzione della componente dominante dell'input sismico considerato nelle analisi. In tutte le analisi effettuate, i cui risultati sono

riportati e discussi nel prosieguo, sono state considerate solo le componenti orizzontali del sisma, ragion per cui, nel calcolo di $[C]$, sono considerati i primi due modi in direzione orizzontale ($T_{1,H1}$ e $T_{1,H2}$).

Al fine di effettuare analisi dinamiche non lineari corrette è necessario che il passo d'integrazione delle equazioni del moto (Δt) sia minore, o al più uguale, al passo di campionamento dell'accelerogramma. A tal proposito il passo d'integrazione impiegato in tutte le analisi non lineari effettuate è pari a 0.005s.

La scelta dell'input sismico è di primaria importanza con riguardo allo studio della risposta sismica non lineare di edifici in generale. La selezione, dunque, degli accelerogrammi da utilizzare nelle analisi è molto delicata ed è legata a numerosi fattori. In particolare, la normativa italiana (NTC18 2018), al pari di altre normative nazionali ed internazionali, prevede la possibilità di utilizzare accelerogrammi di tipo naturale, artificiale e generati. Gli unici accelerogrammi impiegati nelle analisi non lineari effettuate sono di tipo naturale.

Le stesse norme consentono l'utilizzo di accelerogrammi naturali (registrati) purché la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia giustificata con riguardo alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente ed alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito.

La sola selezione degli eventi sismici da impiegare nelle analisi non basta a definire compiutamente l'input sismico. È, infatti, necessario scalare opportunamente gli accelerogrammi scelti in modo che il loro spettro di risposta, nel campo di periodi d'interesse, approssimi al meglio lo spettro di progetto. In altre parole, essi devono rispettare il requisito della cosiddetta spettro-compatibilità. Tale requisito prevede che lo spettro di risposta del terremoto naturale sia coerente con lo spettro di risposta elastico (Iervolino et al. 2009). I criteri proposti in letteratura e nelle normative sono molteplici ma, sicuramente, uno dei più impiegati ed affidabili consiste nel verificare la coerenza in termini di ordinata spettrale media; essa, infatti, non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% ed uno in eccesso superiore al 30% rispetto alla corrispondente ordinata dello spettro elastico, in tutti i punti all'interno dell'intervallo di periodi definito.

La normativa italiana vigente (NTC18 2018), la precedente (NTC08 2008) e quella europea (EC8 2004), con riferimento alla scelta di accelerogrammi per analisi dinamiche non lineari, raccomandano la selezione di almeno 7 gruppi di accelerogrammi naturali (nel caso specifico 7 coppie di accelerogrammi nelle due direzioni orizzontali principali) la cui accelerazione spettrale media approssimi lo spettro di progetto in preciso intervallo di periodi. Ad ogni modo, la forte variabilità dello spettro di ognuno degli accelerogrammi può sensibilmente influenzare la valutazione della risposta sismica quando si usa un numero esiguo di accelerogrammi (Iervolino et al. 2009). Ciò richiede, quindi, particolari considerazioni sulla forma spettrale nella fase di selezione e di scalatura in modo da ottenere una stima più accurata della risposta inelastica della struttura nelle analisi dinamiche non lineari (Reyes e Kalkan 2012).

Nel lavoro svolto sono state impiegate le componenti orizzontali di terremoti *near-fault* (vicino faglia), d'ora in poi indicati con NF, caratterizzati da impulsi bilaterali di velocità di breve durata e grande ampiezza nella direzione orizzontale normale alla faglia

(effetto *forward-directivity*), presenti all'inizio della time-history (Chioccarelli e Iervolino 2010). Sono state selezionate 7 coppie di accelerogrammi dal *Pacific Earthquake Engineering research center database* (PEER 2014).

Dapprima è stato utilizzato un algoritmo (Shahi e Baker 2014) basato sull'analisi ondulatoria delle due componenti ortogonali al fine di classificare l'evento sismico come *near-fault* (NF) o *far-fault* (FF). Nello specifico viene calcolato un indicatore di impulso (PI) come combinazione lineare della massima velocità al suolo (PGV) e della CSV (*Cumulative Squared Velocity*) durante tutta la durata del terremoto. Un valore positivo di PI identifica il terremoto come *near-fault* (NF), un valore negativo come *far-fault* (FF).

Il software In-Spector (Acunzo et al. 2014) è stato utilizzato per la selezione dei sette terremoti NF spettro-compatibili. Sono stati, dunque, selezionati solo accelerogrammi NF il cui spettro allo SLC, opportunamente scalato, approssimasse al meglio lo spettro elastico di normativa (NTC08 2008). Al fine di raggiungere questo risultato, è stata calcolata, per ciascuna componente orizzontale, il parametro D_{rms} (radice quadrata delle differenze medie fra le ordinate spettrali dell'accelerogramma e quelle dello spettro elastico di progetto).

La fase di scalatura è stata effettuata sulla base delle ipotesi di progetto; in particolare, la misura d'intensità rispetto alla quale scalare è la *MASI* (*Modified Acceleration Spectrum Intensity*). Essa è calcolata mediante l'integrazione delle ordinate spettrali all'interno di un opportuno intervallo di periodi (4.46). Nel caso di strutture isolate alla base il dominio d'integrazione è compreso tra $0.5T_H$ e $1.25T_H$; il limite inferiore tiene conto del contributo dei modi di vibrare a più alta frequenza, mentre il limite superiore considera l'elongazione del periodo di vibrare dovuto al comportamento non lineare della struttura (Mazza e Labernarda 2017). Calcolata la *MASI* per ognuno degli accelerogrammi e per lo spettro elastico di progetto (NTC08, 2008), i fattori di scala da applicare ad ognuno dei accelerogrammi vengono ottenuti come indicato nell'equazione (4.47).

$$MASI = \int_{0.5T_H}^{1.25T_H} S_a(T, \xi) dT \quad (4.46)$$

$$SF_{MASI} = \frac{\int_{0.5T_H}^{1.25T_H} S_{a,NF}(T, \xi) dt}{\int_{0.5T_H}^{1.25T_H} S_{a,NTC08}(T, \xi) dt} \quad (4.47)$$

Nella Tabella 4.12 sono riportati i principali data dei sette terremoti NF selezionati e scalati; in particolare, vengono indicati la nazione, il nome, la data e la stazione relativi all'evento sismico, la distanza dalla faglia (Δ), la magnitudo (M_w), i picchi di accelerazione al suolo per le due componenti orizzontali (PGA_{H1} e PGA_{H2}) ed i relativi fattori di scala (SF_{H1} e SF_{H2}).

Tabella 4.12 – Principali dati dei terremoti near-fault (NF) selezionati (PEER 2014).

Terremoto	Data	Stazione	Δ (km)	M_w	PGA_{H1}	PGA_{H2}	SF_{H1}	SF_{H2}
Tabas	1978	Tabas	2.1	7.4	0.854 g	0.862 g	0.60	0.59
Superstition Hills-02	1987	Parachute Test Site	1.0	6.5	0.432 g	0.384 g	0.67	1.00
Erzincan	1992	Erzincan	4.4	6.7	0.387 g	0.496 g	0.75	0.75
Cape Mendocino	1992	Petrolia	8.2	7.0	0.591 g	0.662 g	0.85	0.70
Northridge	1994	Rinaldi RS	6.5	6.7	0.874 g	0.472 g	0.63	0.87
Kobe	1995	Takatori	1.5	6.9	0.618 g	0.671 g	0.57	0.58
Chi-Chi	1999	TCU068	0.3	7.6	0.512 g	0.371 g	0.90	0.90

In Figura 4.21 sono riportati, rispettivamente, gli spettri elastici medi dell'accelerazione (Figura 4.21a) e dello spostamento (Figura 4.21b) relativi agli accelerogrammi selezionati e scalati. Essi sono calcolati assumendo un fattore di smorzamento viscoso equivalente in direzione orizzontale (ζ_H) pari al 5%. Essi sono confrontati con il corrispondente spettro elastico di progetto allo SLC previsto dalle NTC08 (2008), assumendo come limiti di tolleranza inferiore e superiore il 10% ed il 30% rispettivamente. Come si può osservare la spettro-compatibilità, sia in termini di accelerazione che spostamento, sia soddisfatta nell'intervallo di periodi considerato.

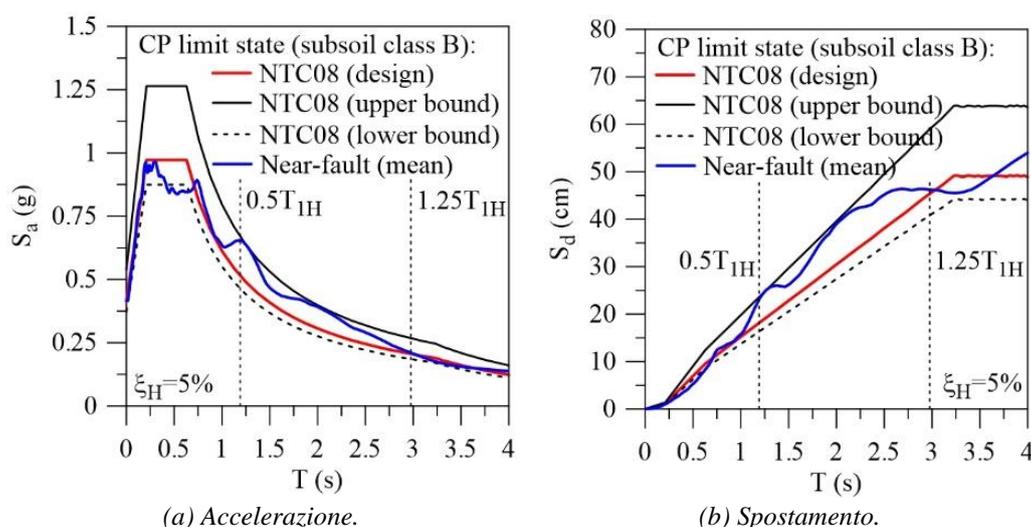


Figura 4.21 – Spettri di risposta elastici in accelerazione e spostamento orizzontali.

4.3.2 DIMENSIONAMENTO DEL GIUNTO SISMICO

Due diverse casistiche, relative al vano ascensore, sono analizzate: il vano ascensore è isolato alla base mediante LFSBs e rigidamente connesso alla struttura in c.a. (Caso A); una soluzione alternativa alla precedente, nella quale il vano ascensore viene realizzato a base fissa ed è separato dalla struttura circostante in c.a. da un giunto tecnico (Caso B).

È immediato comprendere, come discusso nel 2, come sia particolarmente rilevante l'adeguato dimensionamento del *gap* tra due strutture che possono dar vita a fenomeni di martellamento. A tal proposito tre diverse grandezze del *gap* sono state calcolate e considerate nelle analisi i cui risultati sono riportati e discussi nel paragrafo seguente, facendo riferimento alla normativa italiana vigente (NTC18 2018) ed alla normativa europea vigente (EC8 2004). L'approccio normativo italiano (NTC18 2018) prevede che la distanza tra costruzioni contigue debba essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati allo SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita) calcolati per ciascuna costruzione; bisogna tener conto, dove necessario e significativo, dello spostamento relativo delle fondazioni delle due strutture adiacenti (4.48). In ogni caso la distanza fra due punti delle costruzioni che si fronteggiano deve soddisfare la (4.49).

$$\delta_{\min} \geq \delta_{E1} + \delta_{E2} \quad (4.48)$$

$$\delta_{\min} \geq \frac{1}{100} \cdot \frac{2a_g S}{g} \quad (4.49)$$

Nel caso specifico una delle due strutture è isolata alla base. Per questa situazione la normativa italiana (NTC18 2018) prevede che la dimensione del *gap* sia calcolata considerando lo spostamento di progetto del sistema di isolamento, non precisando però quale stato limite debba essere considerato (§ 2.4.1). La dimensione del *gap* prevista dalla normativa italiana ($g_{d,NTC18}$) è stata calcolata allo SLV e risulta pari a 34 cm (Mazza e Labernarda 2021a).

L'Eurocodice 8 (EC8 2004) prevede, ovviamente, che strutture adiacenti siano adeguatamente protette dal martellamento indotto da eventi sismici. In particolare, esso prescrive che la distanza δ_{\min} sia non minore della SRSS (*Square Root of the Sum of the Squares*) dei massimi spostamenti orizzontali dei due edifici al livello considerato (4.50).

$$\delta_{\min} \geq \sqrt{\delta_{E1}^2 + \delta_{E2}^2} \quad \text{se } H_{E1} \neq H_{E2} \quad (4.50)$$

Nel caso specifico due diverse dimensioni del *gap* sono state calcolate utilizzando la (4.50), considerando lo SLV ($g_{d,EC8.1}$) e lo SLC ($g_{d,EC8.2}$) ottenendo rispettivamente i valori di 24 e 35 cm (Mazza e Labernarda 2021a). I dettagli utili al calcolo delle grandezze sin qui descritte possono essere trovati in Tabella 4.3 e Tabella 4.4. Una descrizione grafica delle strutture in questione e del giunto è riportata in Figura 4.12 e Figura 4.15.

4.3.3 RISPOSTA SISMICA NON LINEARE NEL CASO DI VANO ASCENSORE RIGIDAMENTE CONNESSO ALLA STRUTTURA CIRCOSTANTE IN C.A.

La struttura commerciale esistente sita nella città di Augusta (SR), descritta nel 2, viene qui analizzata nel primo dei due casi considerati: vano ascensore isolato alla base mediante

LFSBs (Figura 4.5) e rigidamente connesso alla struttura circostante in c.a. (Figura 4.6). Bisogna precisare che, in questa fase, essendo le strutture rigidamente connesse non vi è presenza di fenomeni di martellamento. Le analisi si sono, infatti, concentrate sullo studio della risposta strutturale in termini di sistema d'isolamento ed elementi in c.a. (travi e pilastri della sovrastruttura).

È stata condotta un'analisi preliminare allo scopo di identificare l'angolo d'incidenza dell'azione sismica per cui si hanno i massimi effetti sulla risposta strutturale. L'angolo critico α risulta pari a 135° per il terremoto di Kobe. I valori massimi che sono rappresentati nelle figure seguenti sono relativi a quest'ultimo evento sismico in quanto gli spettri delle due componenti orizzontali sono i più vicini ai valori dello spettro di progetto nell'intorno del periodo di isolamento della struttura.

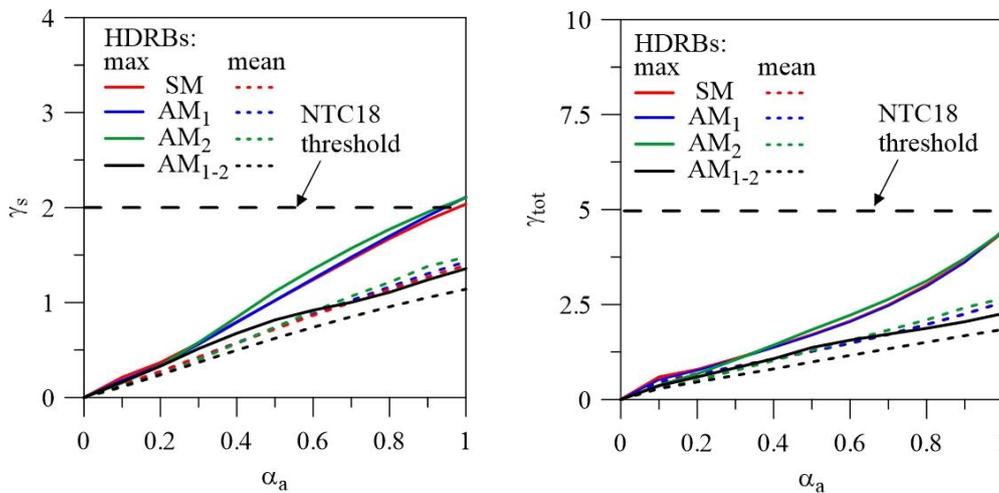
A questo punto sono state condotte numerose analisi dinamiche non lineari dell'edificio in questione utilizzando i terremoti selezionati ed illustrati nel precedente paragrafo. In particolare, gli accelerogrammi sono stati scalati in modo da effettuare un'analisi sismica incrementale con moltiplicatore a_g corrispondente ad un sottomultiplo del valore di PGA del sisma ruotato lungo gli assi principali in pianta secondo le (4.51) e (4.52):

$$a_{g,X}(t) = a_{g,H1}(t)\cos\alpha - a_{g,H2}\sin\alpha \quad (4.51)$$

$$a_{g,Y}(t) = a_{g,H1}(t)\sin\alpha + a_{g,H2}(t)\cos\alpha \quad (4.52)$$

dove α rappresenta l'angolo di incidenza dell'azione sismica in gradi positivi in senso antiorario dall'asse x . Sono state considerate le 4 diverse modellazioni per gli isolatori elastomerici descritte ed illustrate al § 3.3.1.2 utilizzando le proprietà geometriche e meccaniche riportate nella Tabella 4.5.

I valori massimi e medi della deformazione da taglio dovuta ai carichi sismici (γ_s) e della deformazione da taglio totale (γ_{tot}) sono riportati in Figura 4.22a e b rispettivamente in funzione del rapporto di accelerazione α_a tra il moltiplicatore a_g e l'accelerazione massima al suolo PGA , fino al raggiungimento dello SLC per α_a pari ad 1. Nel dettaglio, le curve riportate si riferiscono al modello semplificato (SM) ed ai tre modelli avanzati (AM_1 , AM_2 ed AM_{1-2}). Come si può osservare, i parametri indagati per il sistema di isolamento sono poco sensibili alla modellazione non lineare degli isolatori HDRBs; ciò si evince per tutti i livelli di intensità sismica investigati. I massimi valori della deformazione γ_s eccedono leggermente la soglia indicata dalla normativa italiana vigente (NTC18 2018), superando di pochissimo il valore di 2 per $\alpha_a > 0.9$ (per il modelli SM, AM_1 ed AM_2). Questo comportamento, relativo ai tre modelli appena citati, può essere giustificato dal fatto che la loro risposta non lineare è caratterizzata da valori simili del modulo di taglio G (Figura 3.14a) e del fattore di smorzamento viscoso equivalente ζ (Figura 3.14b) al crescere del valore della deformazione γ .



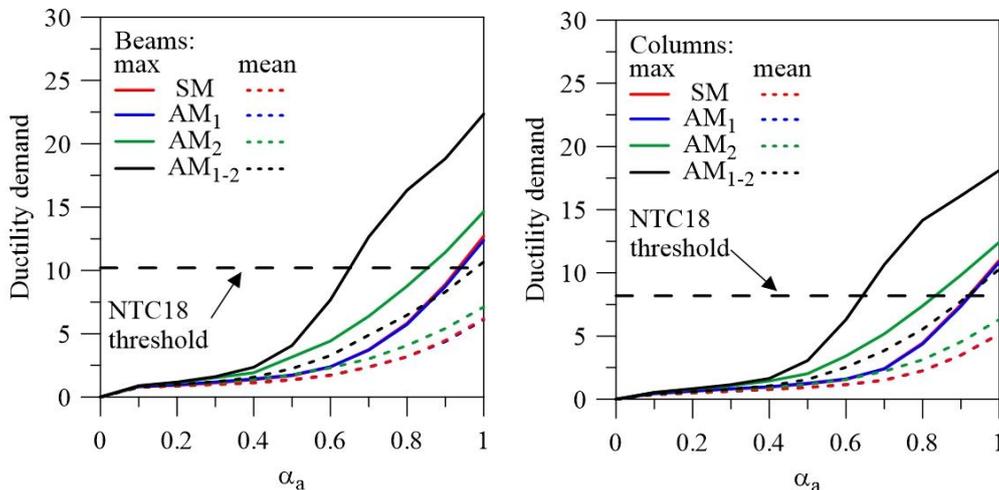
(a) Deformazione da taglio dovuta al sisma.

(b) Deformazione da taglio totale.

Figura 4.22 – Analisi dinamiche non lineari incrementali: risultati per il sistema di isolamento.

Inoltre, va segnalato il fatto che l'elevata rigidezza orizzontale espressa dal modello AM_{1-2} lo rende un *lower bound* per le proprietà del sistema d'isolamento, fornendo i più bassi valori di deformazioni γ_s e γ_{tot} in termini di massimi e medie.

I risultati delle analisi sismiche incrementali sono stati analizzati anche in termini di domanda di duttilità per travi e pilastri della sovrastruttura, con lo scopo di studiare l'effetto dei diversi modelli meccanici per gli HDRBs sulla sovrastruttura. In Figura 4.23 è rappresentata la domanda di duttilità per le travi (a) e per i pilastri (b) in funzione dell'intensità del sisma e del modello meccanico assunto per gli isolatori elastomerici.



(a) Domanda di duttilità per le travi.

(b) Domanda di duttilità per i pilastri.

Figura 4.23 – Analisi dinamiche non lineari incrementali: risultati per la sovrastruttura.

A differenza di quanto evidenziato per gli isolatori elastomerici, si osserva un rapido incremento della domanda di duttilità nel caso del modello AM_{1-2} e, parzialmente, nel caso del modello AM_2 ; il valore di duttilità disponibile viene, infatti, superato per le travi ed i pilastri quando l'intensità del sisma supera 0.65 e 0.85 rispettivamente.

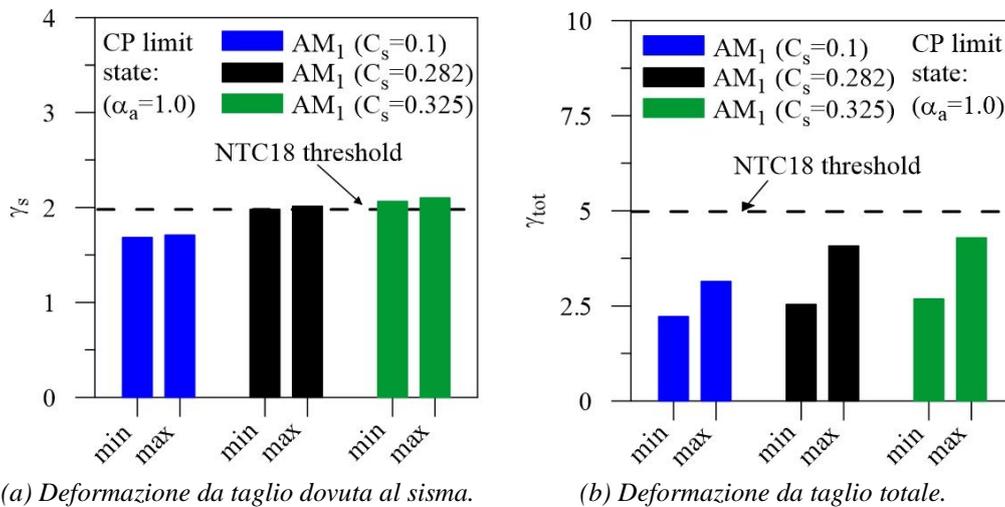


Figura 4.24 – Analisi di sensitività: risultati per il sistema d’isolamento.

Gli altri due modelli (SM ed AM₁) mostrano, invece, valori della richiesta di duttilità minori e comparabili fra loro. Considerando il modello meccanico AM₁, rappresentato analiticamente dalle espressioni (3.61) fino alla (3.66), è stata condotta un’analisi di sensitività nei confronti del parametro C_s . In questo caso i risultati ottenuti per il sistema d’isolamento in termini di deformazioni da taglio γ_s e γ_{tot} , sono espressi per α_a pari ad 1 (quindi per intensità sismica allo SLC).

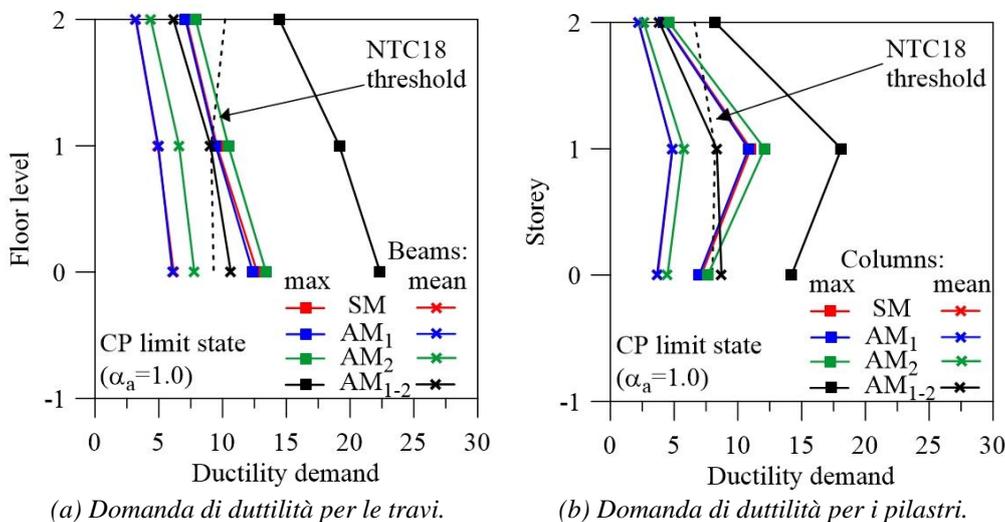


Figura 4.25 – Analisi di sensitività: risultati per la sovrastruttura.

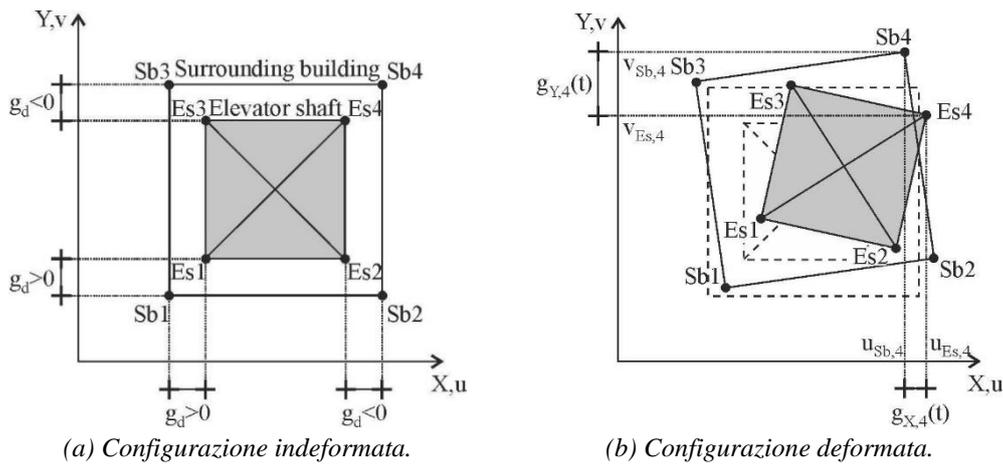
In Figura 4.24 sono riportati i valori minimi e massimi di γ_s (a) e γ_{tot} (b), rispettivamente, per 3 diversi valori del parametro C_s (0.1, 0.282, 0.325). Si osservano variazioni dei valori massimi di γ_{tot} al variare di C_s , mentre è leggera l’influenza di quest’ultimo sulla deformazione γ_s . Infine, in Figura 4.25 sono illustrati i risultati ottenuti per la sovrastruttura in termini di richiesta di duttilità per travi (a) e pilastri (b) lungo l’altezza. Come si evince dalla figura, i modelli AM₂ ed AM₁₋₂ producono valori piuttosto elevati in termini di domanda di duttilità sia per travi che pilastri, superando in molti casi,

la duttilità disponibile a livello sezionale. I modelli SM ed AM₁ producono, d'altra parte, richieste di duttilità simili fra loro e minori sia in termini massimi che medi rispetto ai modelli AM₂ ed AM₁₋₂. È, ad ogni modo, interessante notare che l'effetto del carico assiale critico nel modello AM₁ risulta trascurabile a causa dei bassi valori di quest'ultimo sugli isolatori; questo fatto spiega anche la somiglianza di comportamento con il modello semplificato (SM).

4.3.4 VALUTAZIONE DEL MARTELLAMENTO INTERNO

La problematica del martellamento interno è analizzata con riferimento al caso in cui il vano ascensore è realizzato come struttura a base fissa intelaiata in acciaio, passante il livello d'isolamento all'interno del piano interrato (Figura 4.12 e Figura 4.13).

Un esteso studio parametrico è stato condotto al fine di investigare il minimo *gap* g_d (Figura 4.26a) da garantire per evitare fenomeni di martellamento interno fra strutture o parti di strutture molto vicine, tenendo conto degli effetti torsionali derivanti dalla posizione asimmetrica in pianta del vano ascensore (Figura 4.5) e dalla disposizione irregolare dei pannelli di tamponamento del vano ascensore (Figura 4.12).



(a) Configurazione indeformata. (b) Configurazione deformata.
 Figura 4.26 – Martellamento interno fra struttura isolata alla base e vano ascensore a base fissa.

A questo scopo sono stati calcolati gli spostamenti relativi (orizzontali) tra il vano ascensore a base fissa (Es) e la struttura circostante a base isolata (Sb), tenendo in considerazione le 4 coppie di nodi lungo le direzioni x ($u_{Es,i}$ e $u_{Sb,i}$) ed y ($v_{Es,i}$ e $v_{Sb,i}$), come illustrato in Figura 4.26b, utilizzando le relazioni (4.53) e (4.54). In queste ultime la distanza g_d è positiva se la coordinata del nodo del vano ascensore (Es) è maggiore di quella del corrispondente nodo della struttura a base isolata (Sb), è negativa altrimenti.

$$g_{X,i}(t) = u_{Es,i}(t) - u_{Sb,i}(t) \quad i = 1..4 \quad (4.53)$$

$$g_{Y,i}(t) = v_{Es,i}(t) - v_{Sb,i}(t) \quad i = 1..4 \quad (4.54)$$

Le coppie di nodi sono analizzate ad ognuno dei 4 livelli presenti assumendo che la massa della cabina sia concentrata al piano interrato (livello -1), al piano terra (livello 0), al primo (livello 1) o al secondo piano (livello 2). I risultati di seguito riportati si riferiscono alle analisi dinamiche non lineari effettuate con intensità sismica allo SLC (α_a pari ad 1) e per diversi valori dell'angolo d'incidenza dell'azione sismica α , compreso tra 0° e 360° a passi di 15° .

4.3.4.1 EFFETTI DELLA MODELLAZIONE DEGLI ISOLATORI

In questa sezione viene analizzata l'influenza che il modello meccanico usato per gli isolatori elastomerici ha sugli spostamenti relativi fra le strutture.

A questo proposito sono riportati i grafici polari (al variare dell'angolo d'incidenza dell'azione sismica) relativi agli spostamenti relativi g_i delle coppie di nodi 2 (Figura 4.27 e Figura 4.28) e 4 (Figura 4.29 e Figura 4.30). La cabina è stata considerata scarica (W_{elev} pari a 10 kN, Figura 4.27 e Figura 4.29) ed a pieno carico (W_{elev} pari a 20 kN, Figura 4.28 e Figura 4.30), ferma ai livelli 1 e 2 della sovrastruttura.

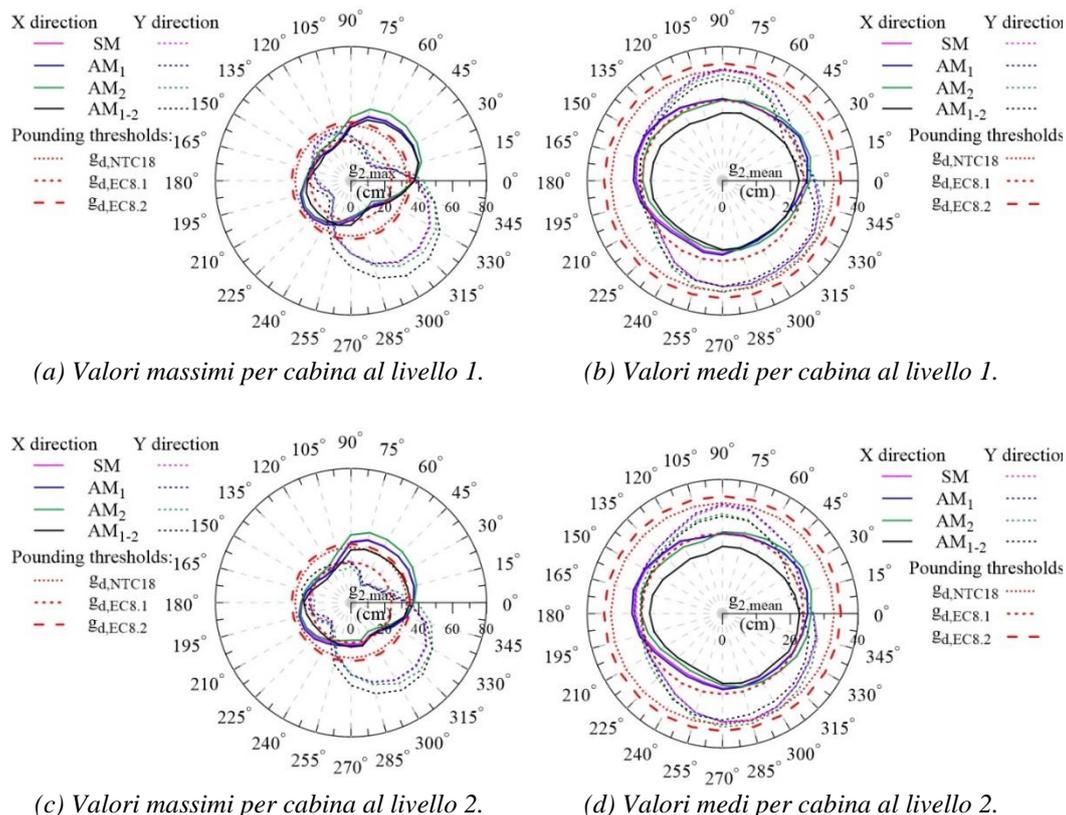


Figura 4.27 – Rappresentazione polare del martellamento interno per il nodo 2 al livello 2, per diversi modelli non lineari degli isolatori elastomerici ($W_{elev}=10$ kN).

Per i modelli AM1 ed AM₁₋₂ si è fatto riferimento all'assunzione più conservativa riguardo al parametro C_s , come ottenuto dai risultati dell'analisi di sensitività riportati in § 3.3.1.2. I valori massimi sono relativi al solo terremoto di Kobe, mentre le dimensioni del

gap sono quelle calcolate in § 4.2.3; in particolare, $g_{d,NTC18}$, $g_{d,EC8.1}$ e $g_{d,EC8.2}$ valgono, rispettivamente, 34, 24 e 35 cm.

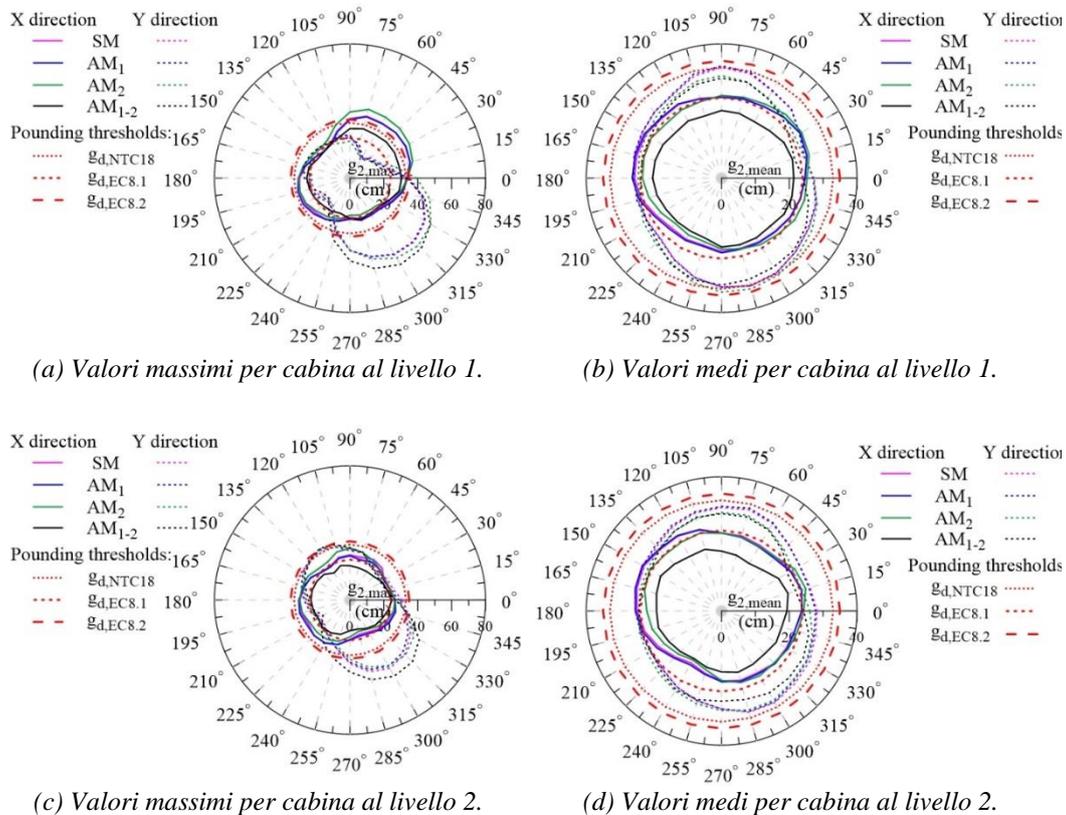


Figura 4.28 – Rappresentazione polare del martellamento interno per il nodo 2 al livello 2, per diversi modelli non lineari degli isolatori elastomerici ($W_{elev}=20$ kN).

I risultati evidenziano che il massimo martellamento si ha al primo ed al secondo livello nel caso in cui la cabina sia a pieno carico, superando tutte le dimensioni del *gap* previste dalle normative considerate. Riguardo ai valori medi degli spostamenti relativi si può dire che, in generale, soddisfano il *gap* più cautelativo ($g_{d,EC8.2}$), eccedono di molto il valore minore del *gap* ($g_{d,EC8.1}$), superando di poco in alcuni casi il valore del *gap* previsto dalle NTC18 (2018). La normativa italiana vigente (NTC18 2018) non prevede nessuna specifica prescrizione sul dimensionamento del giunto sismico allo SLC, in contraddizione di quanto previsto per il progetto e la verifica del sistema di isolamento. Ciononostante, il *gap* previsto dalle NTC18 (2018) risulta piuttosto vicino a quello più cautelativo previsto dall'EC8 (2004), confermandosi, comunque, piuttosto cautelativo se calcolato allo SLC (si avrebbe, infatti, una dimensione del giunto di 50 cm).

La direzione più probabile lungo la quale si possono avere fenomeni di martellamento è strettamente legata agli effetti di direttività dei terremoti *near-fault*, soprattutto quando si considerano gli effetti massimi. Una risposta pressoché indipendente dall'angolo d'incidenza dell'azione sismica, invece, si ottiene in termini di medie. L'irregolarità in pianta dovuta alla posizione asimmetrica del vano ascensore e la disposizione irregolare

dei pannelli di tamponamento sul vano stesso sono la ragione dei forti effetti torsionali registrati.

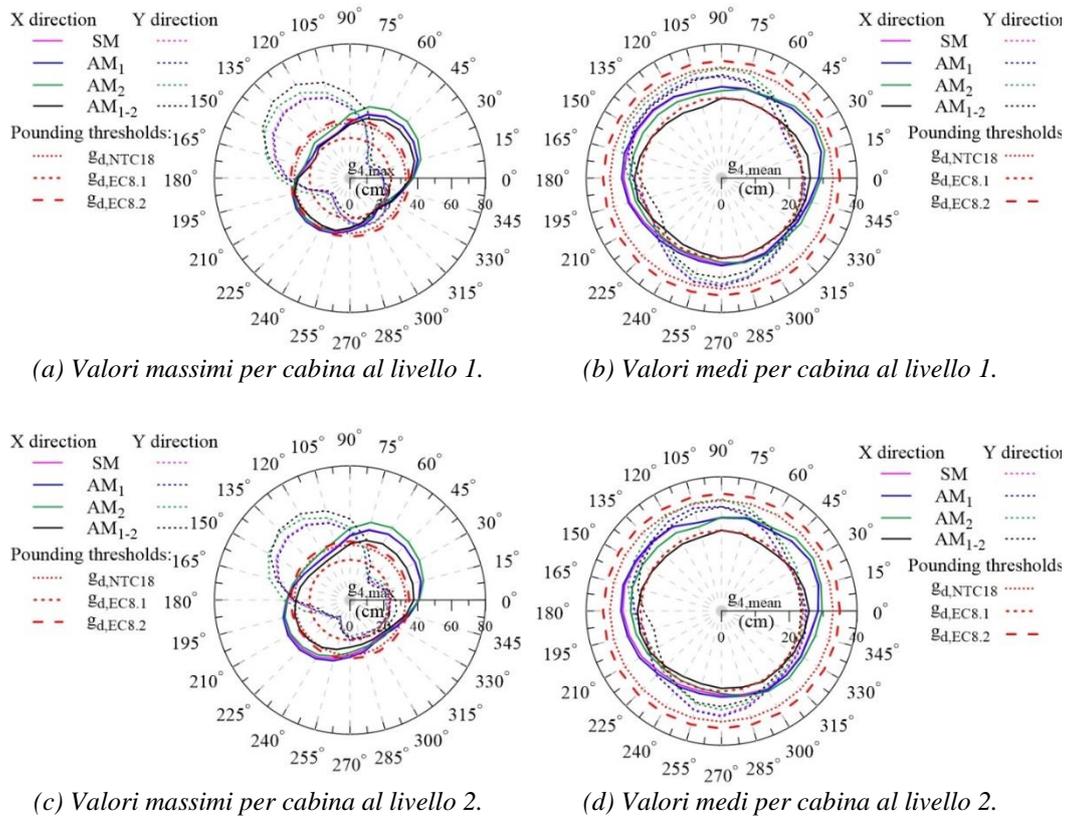


Figura 4.29 – Rappresentazione polare del martellamento interno per il nodo 4 al livello 2, per diversi modelli non lineari degli isolatori elastomerici ($W_{elev}=10$ kN).

Ciò è confermato dai differenti valori di spostamento relativo ottenuti per le coppie di nodi 2 e 4. Come evidenziato, i valori massimi di spostamento relativo $g_{x,i}$ e $g_{y,i}$ si hanno per i modelli AM_2 ed AM_{1-2} , rispettivamente, benché in alcuni casi si osservino valori elevati per il modello SM in termini di valori medi.

D'altra parte, il modello AM_1 è il più conservativo quando si considera il terremoto di Chi-Chi (non riportato per motivi di brevità), confermandosi tale anche in termini di martellamento interno in termini di valori medi degli spostamenti relativi.

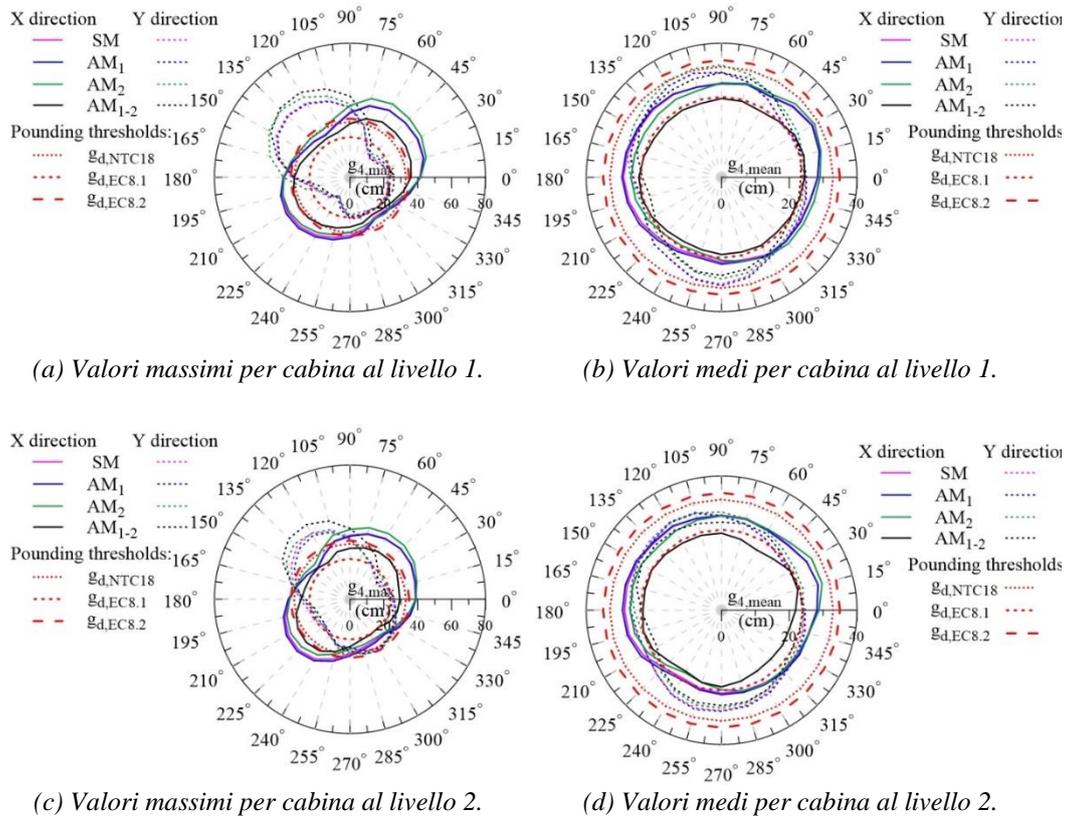


Figura 4.30 – Rappresentazione polare del martellamento interno per il nodo 4 al livello 2, per diversi modelli non lineari degli isolatori elastomerici ($W_{elev}=20$ kN).

4.3.4.2 EFFETTI DELLA POSIZIONE DELLA CABINA ASCENSORE

In questa sezione viene analizzato l'effetto che la posizione in elevazione della cabina dell'ascensore, considerata a pieno carico (W_{elev} pari a 20 kN), ha sull'entità degli spostamenti relativi fra le coppie di nodi studiate. I risultati riportati in Figura 4.31 sono relativi ai valori massimi (del solo terremoto di Kobe) e medi relativi agli spostamenti relativi in direzione x e y al livello 2, considerando il modello AM₁ per gli HDRBs al variare della posizione in elevazione della cabina dell'ascensore.

In termini di valori massimi si può notare che la peggiore condizione in termini di martellamento interno si ha quando la cabina a pieno carico è ferma al livello 1 (penultimo livello), superando tutte le dimensioni del *gap* considerate (NTC18 2018, EC8 2004) soprattutto nella direzione y , mentre sono confrontabili i valori osservati ai primi due livelli.

Ciò è evidente per la coppia di nodi 2 in Figura 4.31a, e per la coppia di nodi 4 nella Figura 4.31c. Si nota, invece, una scarsa influenza della posizione della cabina dell'ascensore analizzando i valori medi per la coppia di nodi 2 (Figura 4.31b) e la coppia di nodi 4 (Figura 4.31d).

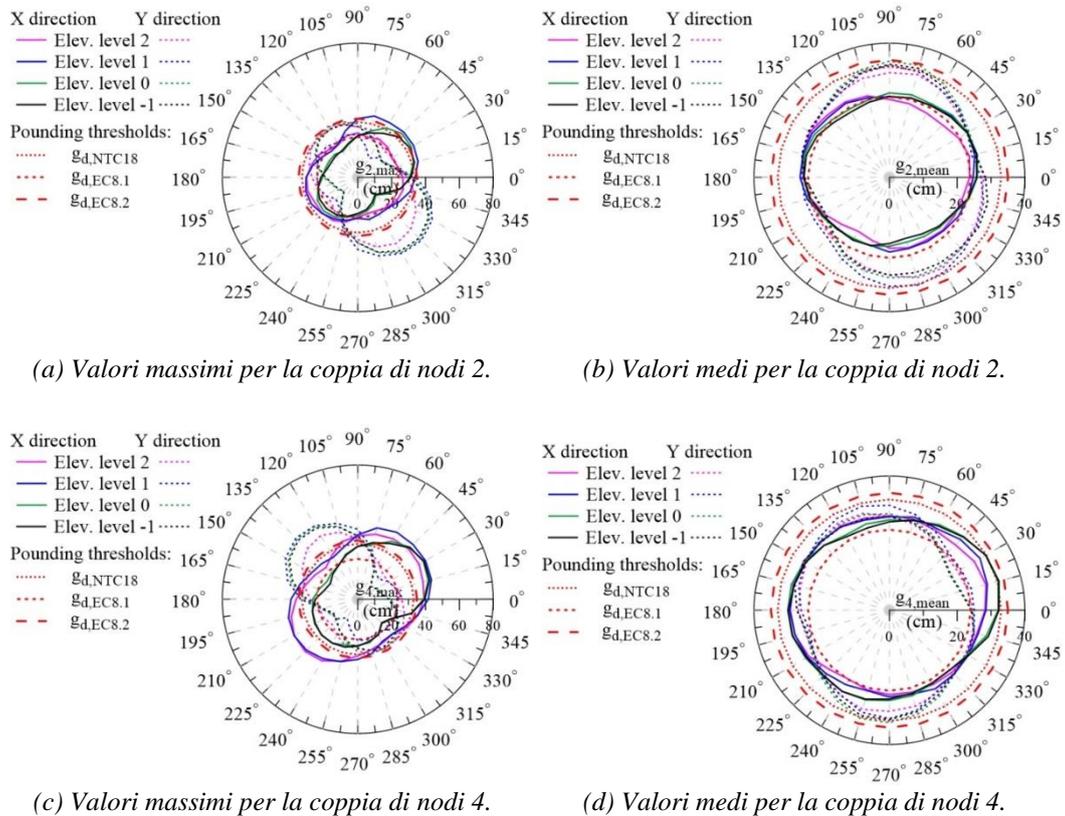


Figura 4.31 – Rappresentazione polare del martellamento interno al livello 2 al variare della posizione della cabina, per il modello non lineare degli isolatori elastomerici AM_1 ($W_{elev}=20$ kN).

4.3.4.3 ENTITA' DEL MARTELLAMENTO IN ELEVAZIONE

In questa sezione, invece, è studiata la variabilità dell'entità degli spostamenti relativi (quindi del martellamento interno) lungo l'altezza, considerando la cabina a pieno carico (W_{elev} pari a 20 kN) ferma al livello 1, impiegando il modello meccanico AM_1 per gli isolatori elastomerici.

Osservando i risultati illustrati in Figura 4.32, si comprende immediatamente come gli spostamenti relativi, sia in termini di valori massimi che medi, crescano sostanzialmente ai livelli 1 e 2, rispetto ai valori presenti ai due livelli più bassi. Analizzando nel dettaglio, si evince che, in termini di massimi, il martellamento interno è sempre evitato al livello del piano interrato (livello -1) sia per la coppia di nodi 2 (Figura 4.32a) che per la coppia di nodi 4 (Figura 4.32c), dove le dimensioni del giunto non sono mai superate. In termini di valori medi, le dimensioni più conservative del giunto tecnico ($g_{d,NTC18}$ e $g_{d,EC8.2}$) sono sufficienti ad evitare fenomeni di martellamento, nonostante la dimensione prevista dalle NTC18 (2018) sia raggiunta in solo due occasioni al livello più elevato (livello 2), come si può notare in Figura 4.32b,d.

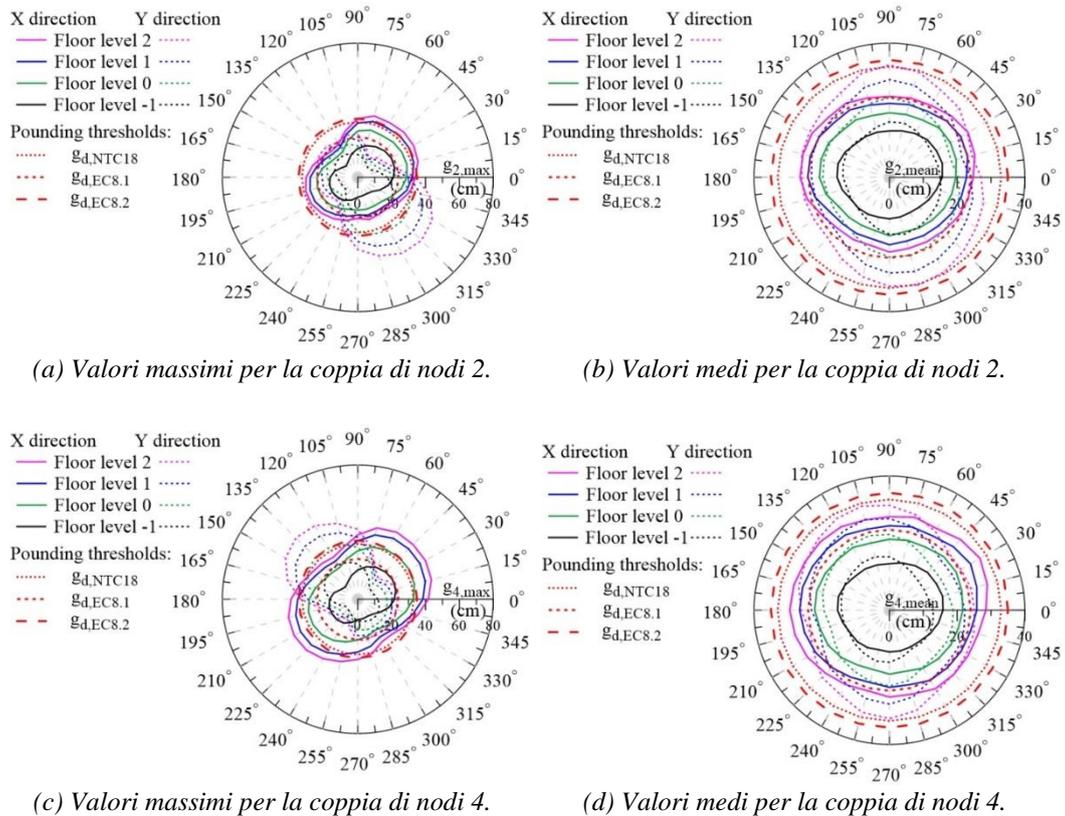


Figura 4.32 – Rappresentazione polare del martellamento ai vari piani con cabina ferma al livello 1, per il modello non lineare degli isolatori elastomerici AM_1 ($W_{elev}=20$ kN).

È, invece, superata di molto, anche in termini di valori medi, la soglia normativa $g_{d,EC8.1}$ che, si conferma, inadeguata allo scopo. È, ad ogni modo, interessante notare come, soprattutto in termini di valori massimi, l'angolo d'incidenza dell'azione sismica giochi un ruolo fondamentale nella valutazione dell'entità degli spostamenti relativi fra le due strutture.

4.3.4.4 ENTITÀ DEL MARTELLAMENTO IN PIANTA

In questa sezione vengono, invece, analizzati gli effetti della posizione del nodo, distinguendo tra le due direzioni principali, sull'entità del martellamento interno. L'attenzione è focalizzata sul livello 2, assumendo la cabina dell'ascensore a pieno carico (W_{elev} pari a 20 kN) e ferma al livello 1.

Gli effetti torsionali inducono diversi spostamenti relativi al variare del nodo considerato, influenzando diverse coppie di nodi lungo le direzioni principali; in particolare, le coppie di nodi pari e dispari si comportano in modo simile per ognuna delle due direzioni principali (Figura 4.33a,c). Ad ogni modo, la scelta della coppia di nodi da monitorare al fine della valutazione del martellamento interno assume una minore importanza con riferimento ai valori medi (Figura 4.33b,d).

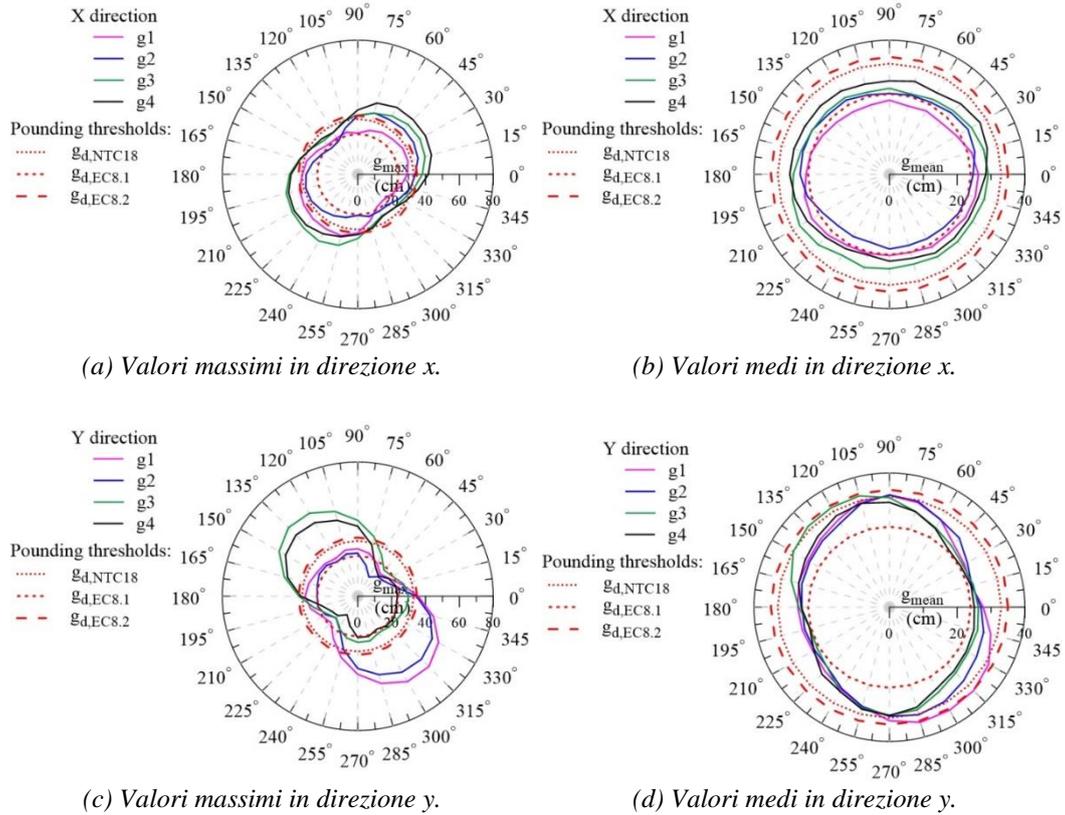
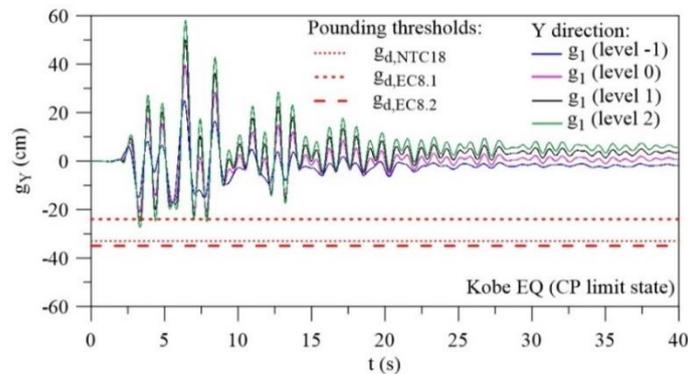


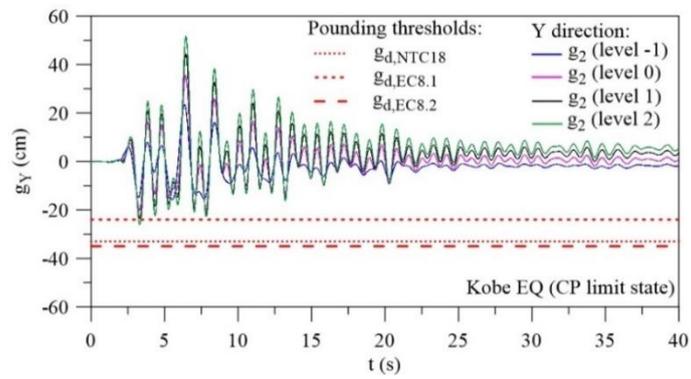
Figura 4.33 – Rappresentazione polare del martellamento delle 4 coppie di nodi al livello 2 con cabina al livello 1, per il modello non lineare degli isolatori elastomerici AM_1 ($W_{elev}=20$ kN).

4.3.4.5 EVOLUZIONE TEMPORALE DEL MARTELLAMENTO

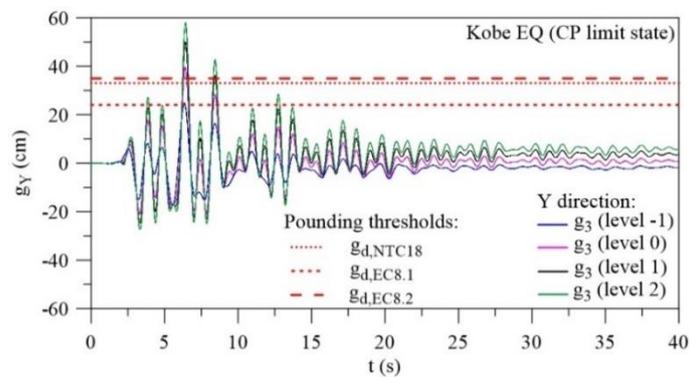
Al fine di meglio comprendere l'evoluzione temporale del martellamento interno durante l'evento sismico, sono state registrate le storie temporali dello spostamento relativo per ognuna delle coppie di nodi analizzate. I risultati riportati in Figura 4.34 sono relativi al terremoto di Kobe, ruotato di 135° (angolo d'incidenza critico per il sisma in questione) e scalato allo SLC (α_a pari ad 1).



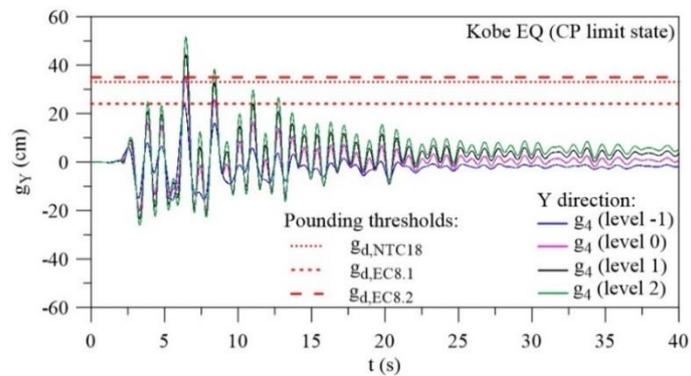
(a) Coppia di nodi 1.



(b) Coppia di nodi 2.



(c) Coppia di nodi 3.



(d) Coppia di nodi 4.

Figura 4.34 – Andamenti temporali dello spostamento relativo tra struttura a base isolata (Sb) e vano ascensore (Es) in direzione y, soggetti al terremoto di Kobe, considerando il modello AM_1 per gli isolatori elastomerici, per cabina al livello 1 ($W_{lev}=20$ kN).

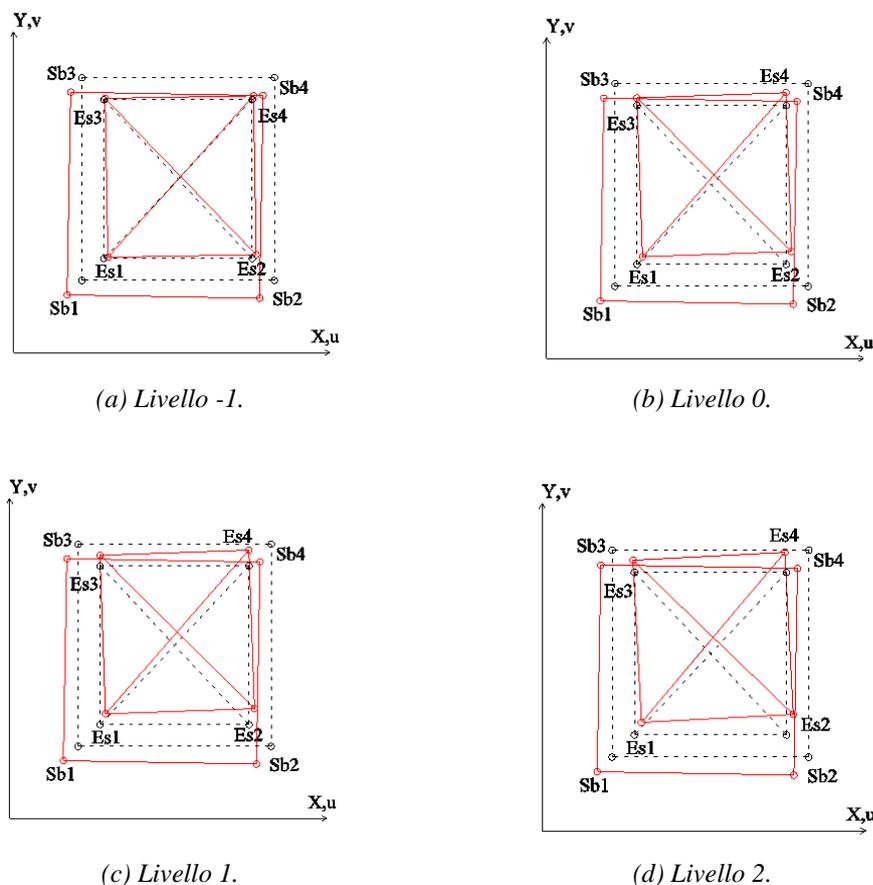


Figura 4.35 – Rappresentazione grafica del martellamento interno fra struttura isolata alla base (Sb) e vano ascensore (Es), soggetti al terremoto di Kobe, considerando il modello AM₁ per gli isolatori elastomerici, per cabina al livello 1 ($W_{elev}=20$ kN).

Il modello meccanico impiegato per gli isolatori elastomerici è AM₁ e la cabina dell'ascensore a pieno carico è ferma al livello 1.

In Figura 4.34 sono riportate simultaneamente le curve relative ai quattro livelli assieme alle dimensioni del *gap* previste dalle normative italiana ($g_{d,NTC18}$) ed europea ($g_{d,EC8.1}$ e $g_{d,EC8.2}$). Il loro valore negativo (Figura 4.34a,c) e positivo (Figura 4.34b,d) è indicato per le coppie di nodi 1,3 e 2,4 rispettivamente, in accordo alla convenzione sul segno riportata in Figura 4.15a.

Come si può osservare, il livello 2 risulta quello più soggetto a martellamento interno ed a cui è associata la più alta domanda di spostamento relativo, superando due volte, nell'arco dell'evento sismico, la dimensione del giunto tecnico previsto dalle NTC18 (2018) ed almeno una volta la limitazione più conservativa del EC8 (2004).

È, inoltre, interessante notare come il movimento della singola coppia di nodi sia quasi del tutto sincrono lungo l'altezza, confermando, così, la regolarità in elevazione della struttura in c.a. isolata alla base.

In Figura 4.35, a titolo di esempio, sono riportate le rappresentazioni grafiche in pianta del movimento relativo tra le due strutture, nelle condizioni e con le assunzioni fatte per il caso in esame.

Sono riportate le configurazioni indeformata e deformata, assumendo la dimensione della *gap* prevista dalla normativa italiana ($g_{d,NTC18}$). La configurazione deformata è riportata nell'istante corrispondente al massimo valore di martellamento interno. Si può facilmente osservare che i movimenti torsionali fuori fase tra struttura in c.a. isolata alla base (Sb) e vano ascensore (Es) inducono collisioni ai tre livelli più alti (livelli 0, 1 e 2). Come evidenziato nel paragrafo precedente, al livello -1 il martellamento interno viene evitato.

4.4 RISULTATI NUMERICI PER LA MITIGAZIONE DEL MARTELLAMENTO INTERNO

Il terzo caso indagato è relativo alla mitigazione del martellamento interno fra le due strutture in questione (Mazza e Labernarda 2020). In particolare, basandosi sulle esperienze sperimentali e numeriche presenti in letteratura (§ 2.4), l'approccio utilizzato prevede il collegamento fra la struttura in c.a. a base isolata (Sb) ed il vano ascensore a base fissa (Es) al livello dei piani.

I terremoti utilizzati per le analisi dinamiche non lineari sono i medesimi utilizzati in precedenza, i cui dettagli sono riportati nella Tabella 4.12. Anche in questa fase le analisi sismiche sono state svolte al variare dell'angolo d'incidenza dell'azione sismica tra 0° e 360° con un passo di 15° . Per gli isolatori elastomerici è stato impiegato il modello AM₂, per simulare al meglio la risposta non lineare degli stessi, dal momento che lo stesso modello è tarato sulle curve sperimentali del produttore (FIP 2018). La cabina dell'ascensore è a pieno carico (W_{elev} pari a 20 kN) e ferma al livello 1 (caso più conservativo tra tutti quelli indagati nei paragrafi precedenti).

Lo studio ha visto l'analisi di quattro diverse tipologie di connessioni:

- *link* rigidi (RL), elementi di connessione a rigidezza elevata;
- *link* flessibili (FL), elementi di connessione elastici a rigidezza finita;
- *link* viscosi (VDL), elementi di connessione dotati di sola viscosità;
- *link* magnetici visco-elastici (MDL), elementi dotati di rigidezza e viscosità finite, costituiti da una molla elastica e da un dissipatore a correnti parassite (ECDL) illustrati in Figura 4.19a,b.

Tabella 4.13 – Principali proprietà dei dispositivi di connessione (unità in kN, m e s).

Livello	Caso A: dir. X		Caso A: dir. Y		Caso B: dir. X		Caso B: dir. Y	
	k_L	c_L	k_L	c_L	k_L	c_L	k_L	c_L
3	51.43	5.06	76.00	6.25	51.43	5.06	76.00	6.25
2	0.00	0.00	0.00	0.00	40.00	3.93	58.18	4.78
1	0.00	0.00	0.00	0.00	26.67	2.62	48.89	4.01
0	0.00	0.00	0.00	0.00	40.00	3.93	66.67	5.48

Sono stati, poi, presi in considerazione due metodologie di collegamento fra strutture; in particolare, sono stati considerati i collegamenti solo all'ultimo livello (Caso A) ed a

tutti i livelli (Caso B). Ad eccezione dei *link* rigidi (RL), per i quali il valore di rigidezza è elevato e costante per tutti i livelli, le caratteristiche dinamiche delle altre tipologie di connessione ai vari livelli sono riepilogate nella Tabella 4.13.

La procedura di progettazione dei dispositivi utilizzati, sia in termini di rigidezza e viscosità che di dimensioni delle componenti meccaniche, è descritta in § 4.2.3.1.2. Per ragioni di comodità e di semplicità consultativa sono di seguito riportate le principali figure necessarie.

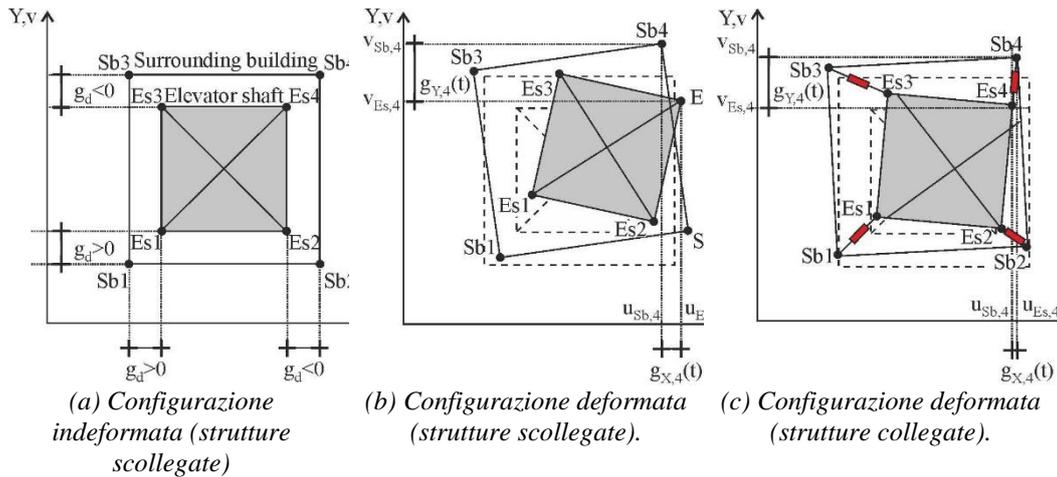


Figura 4.36 – Gap interno tra il vano ascensore e la struttura circostante.

La Figura 4.36 illustra le configurazioni in pianta relative alle strutture separate e connesse in corrispondenza delle quattro coppie di nodi che si fronteggiano (Figura 4.36c).

Il collegamento all'ultimo livello (Caso A) è illustrato nella Figura 4.37a, mentre la Figura 4.37b riporta lo schema relativo al collegamento a tutti i livelli.

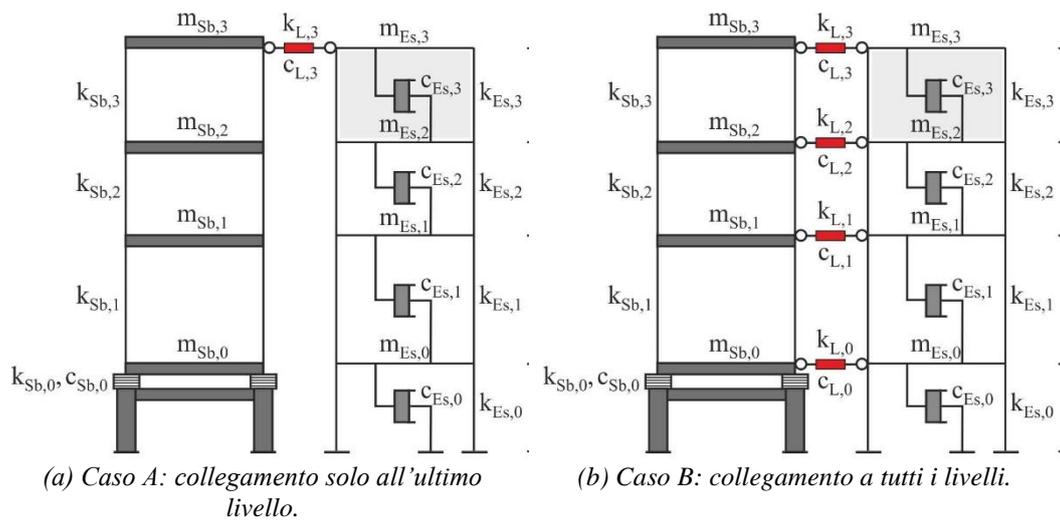


Figura 4.37 – Schemi di accoppiamento tra vano ascensore (Es) e struttura circostante (Sb).

4.4.1 EFFETTI DELLA TIPOLOGIA DI COLLEGAMENTO

In questa sezione vengono riportati e descritti i risultati, in termini di spostamento relativo fra le quattro coppie di nodi, di accelerazione assoluta, di *drift* di piano del vano ascensore e di forze scambiate al livello dei collegamenti, relativi al caso di collegamento a tutti i piani. I valori massimi e medi involuppati sono riportati, per le due direzioni principali, per lo spostamento relativo; i soli valori medi sono, invece, riportati per i restanti parametri di risposta analizzati.

4.4.1.1 MARTELLAMENTO INTERNO

Di seguito sono riportati i risultati involuppati, in termini di valori massimi e medi per le due direzioni principali, dello spostamento relativo tra le quattro coppie di nodi monitorate lungo l'altezza, al variare della tipologia di connessione nel caso in cui i collegamenti si abbiano a tutti i livelli. Al fine di poter agevolmente confrontare i nuovi risultati con il caso di strutture semplicemente separate dal giunto tecnico (come visto nei paragrafi precedenti), è riportato anche quest'ultimo caso.

Come operato per i risultati dei paragrafi precedenti sono state riportate anche le tre dimensioni del *gap* previste dalla normativa italiana (NTC18 2018) e da quella europea (EC8 2004).

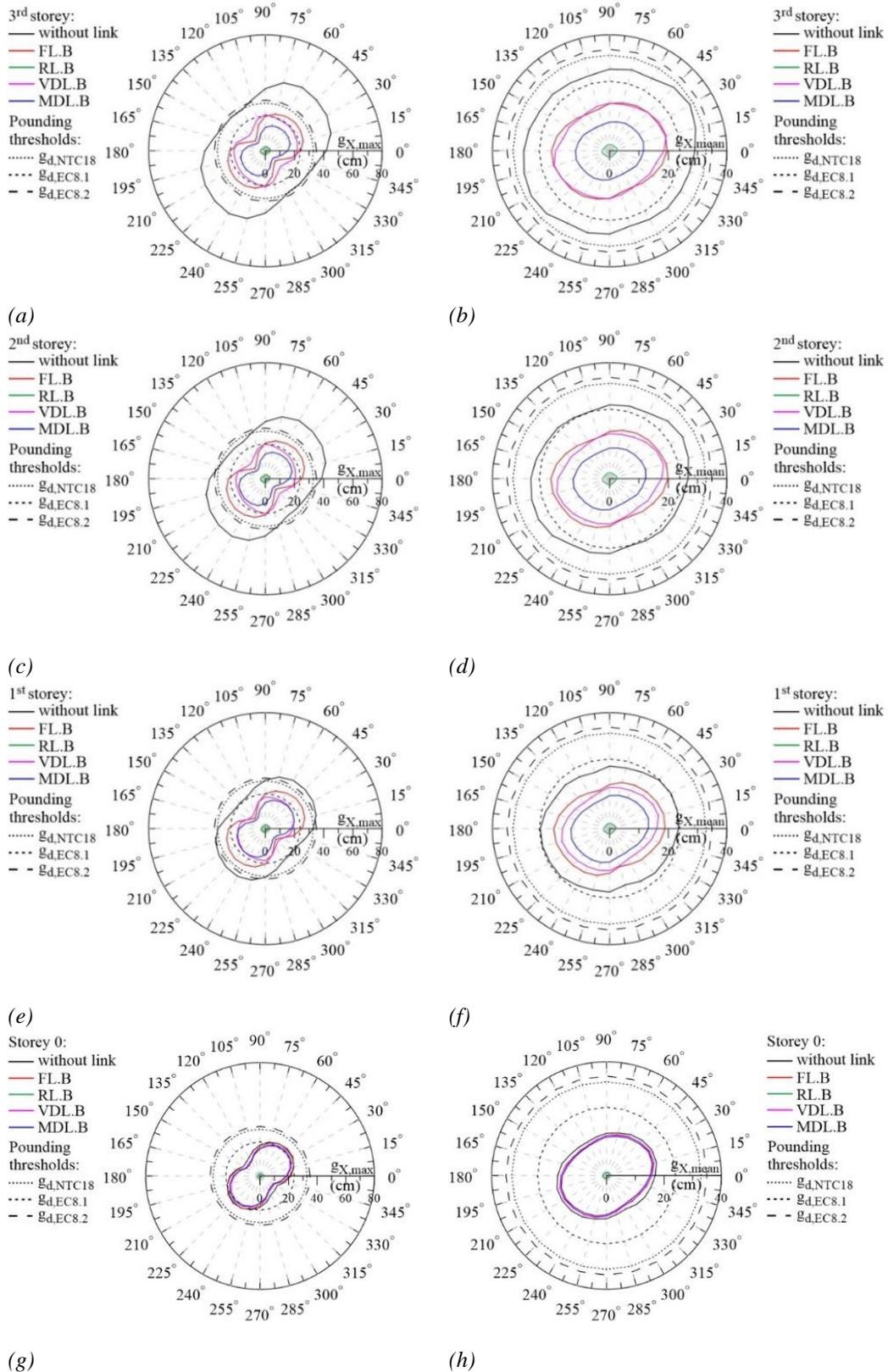
Si può osservare che gli effetti più evidenti sono relativi alla direzione y (Figura 4.38), per la quale i valori medi dello spostamento relativo g_y per le strutture separate soddisfa la prescrizione più conservativa del EC8 (EC8 2004), superando di poco la prescrizione delle NTC18 (2018) ed eccedendo di gran lunga la prescrizione meno cautelativa della normativa europea (EC8 2004).

Come si può osservare i massimi valori di spostamento relativo si hanno per un angolo d'incidenza dell'azione sismica di 225° per la direzione x (Figura 4.38a,c,e,g) e di 135° lungo la direzione y (Figura 4.38b,d,f,h), confermando la stretta correlazione del martellamento interno con gli effetti di direttività dei terremoti *near-fault* impiegati nelle analisi.

Come era lecito attendersi, l'inserimento dei *link* rigidi a tutti i livelli (RL.B) produce i più bassi valori di spostamento relativo fra le due strutture collegate, sia in termini di valori massimi che medi. Questa soluzione consente di evitare il martellamento interno per ognuna delle tre dimensioni del giunto tecnico analizzate.

I valori massimi degli spostamenti relativi g_x e g_y eccedono in alcuni casi le dimensioni del giunto considerate per *link* flessibili (vedasi FL.B in Figura 4.38) e viscosi (vedasi VDL.B in Figura 4.39) rispettivamente.

I *link* magnetici visco-elastici (MDL) provano la loro efficacia sia in termini di valori massimi che medi, evidenziando un comportamento simile a tutti i livelli riducendo in modo pressoché costante lo spostamento relativo tra le due strutture ad ognuno dei livelli. Questo comportamento è opposto a quello manifestato dai *link* flessibili e viscosi la cui efficacia peggiora salendo ai livelli più alti che sono, tra l'altro, i più esposti e soggetti al martellamento interno. Ciò comporta una notevole riduzione del *gap* richiesto per prevenire il martellamento considerando che, a differenza dei *link* viscosi, gli MDL beneficiano delle loro proprietà ricentranti dovute alla presenza delle molle elicoidali.



(g) (h)
 Figura 4.38 – Valori massimi e medi di spostamento relativo lungo la direzione x, per diverse tipologie di collegamento (Caso B).

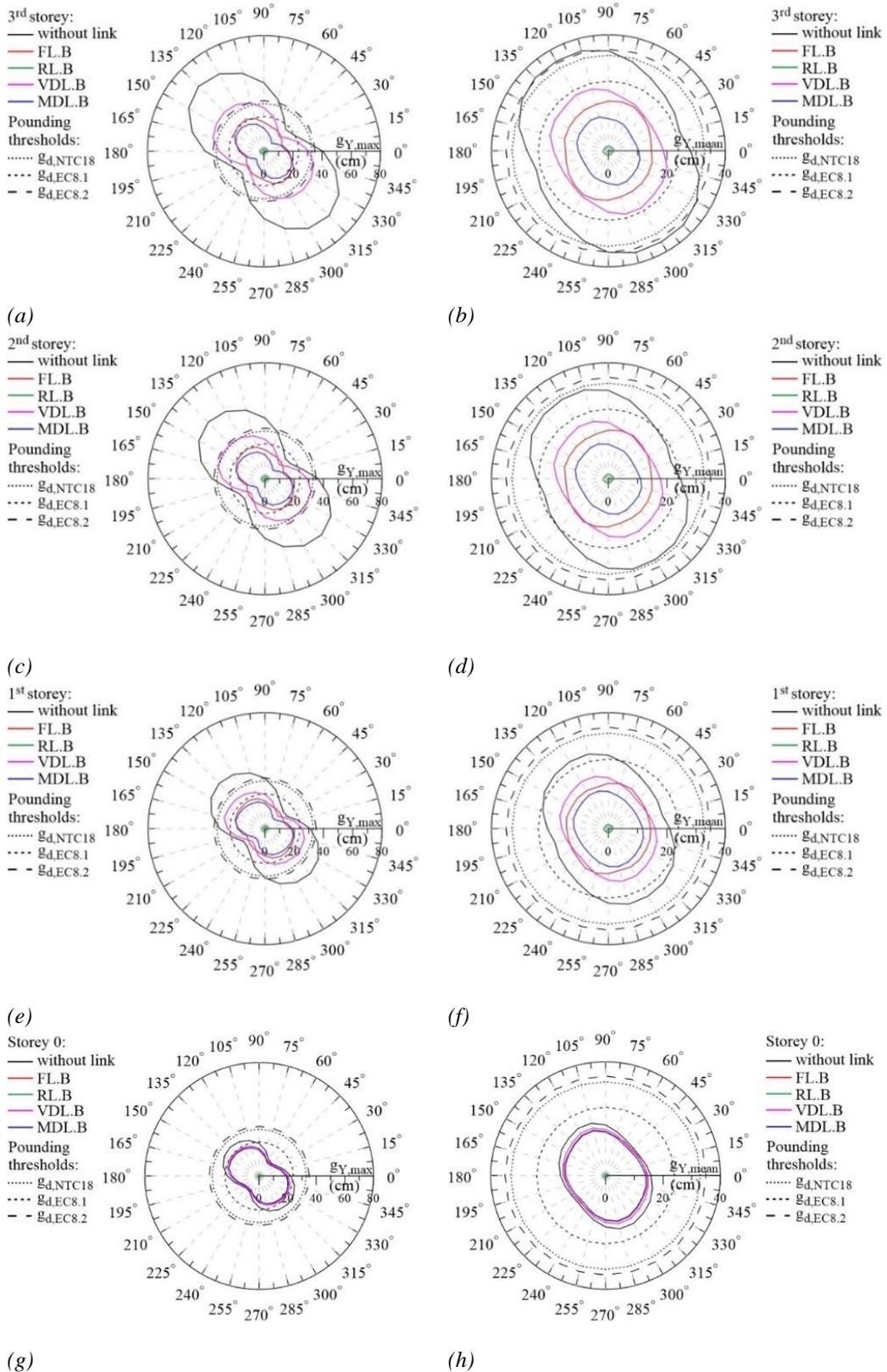


Figura 4.39 – Valori massimi e medi di spostamento relativo lungo la direzione y, per diverse tipologie di collegamento (Caso B).

4.4.1.2 ALTRI PARAMETRI DI RISPOSTA

La struttura da proteggere fra le due in questione è sicuramente il vano ascensore, essendo più leggero e flessibile ed indubbiamente soggetto a gravi danni in caso di collisione con la struttura circostante.

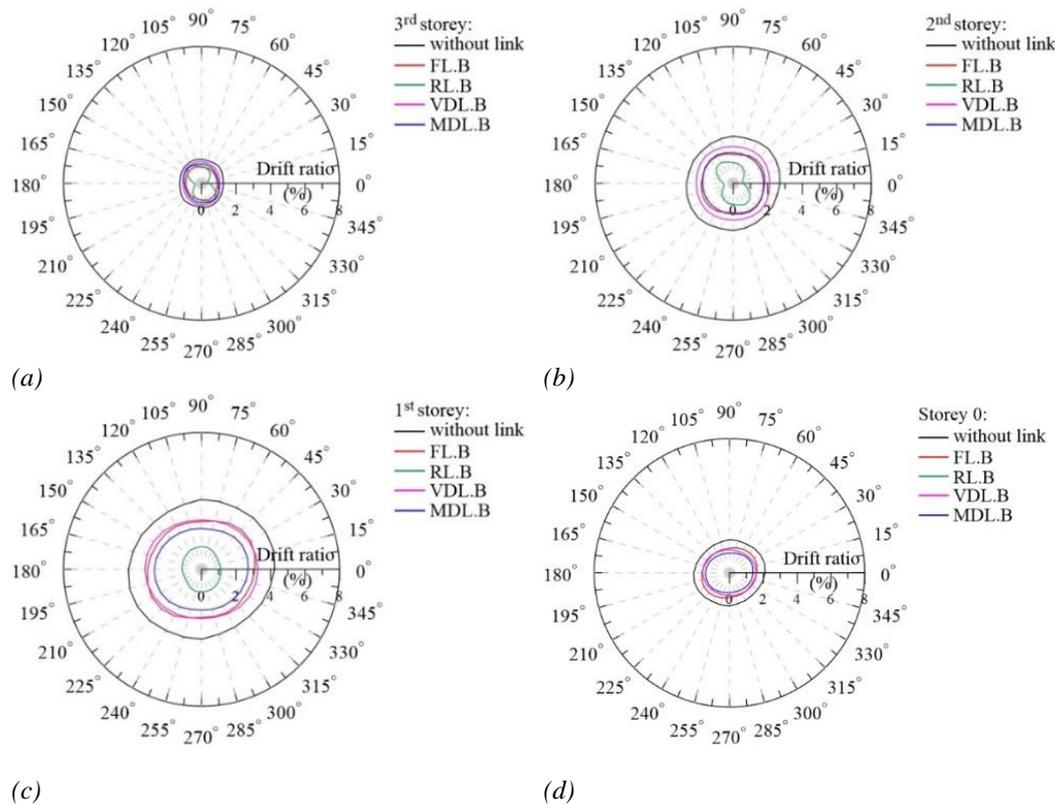


Figura 4.40 – Valori medi del drift del vano ascensore ai vari piani, per diverse tipologie di collegamento (Caso B).

In questa sezione l'effetto del collegamento a tutti i piani è analizzato con riferimento al *drift* di piano, all'accelerazione assoluta ed alle forze scambiate in corrispondenza dei collegamenti.

In Figura 4.40 sono riportati i risultati relativi al *drift* di piano per il vano ascensore, in termini di valori medi. Come si può osservare il collegamento fra le due strutture, di qualunque tipologia sia, ha effetti benefici sullo spostamento relativo e di conseguenza sul *drift* di piano del vano ascensore. La connessione mediante *link* magnetici visco-elastici (MDL) si conferma efficace anche nella riduzione del *drift* a tutti i livelli, con risultati migliori se comparati con quelli ottenuti utilizzando connessioni flessibili (FL) o viscosi (VDL). È, invece, importante segnalare che la connessione rigida (RL) risulta la migliore ai livelli 1, 2 e 3, mentre modifica completamente la risposta della struttura metallica del vano ascensore al livello 0 (livello di isolamento), in corrispondenza del quale si ottengono valori elevatissimi (non riportati per motivi di scala in Figura 4.40d).

I valori medi dell'accelerazione assoluta per il vano ascensore ai vari livelli sono riportati in Figura 4.41, per le due direzioni principali.

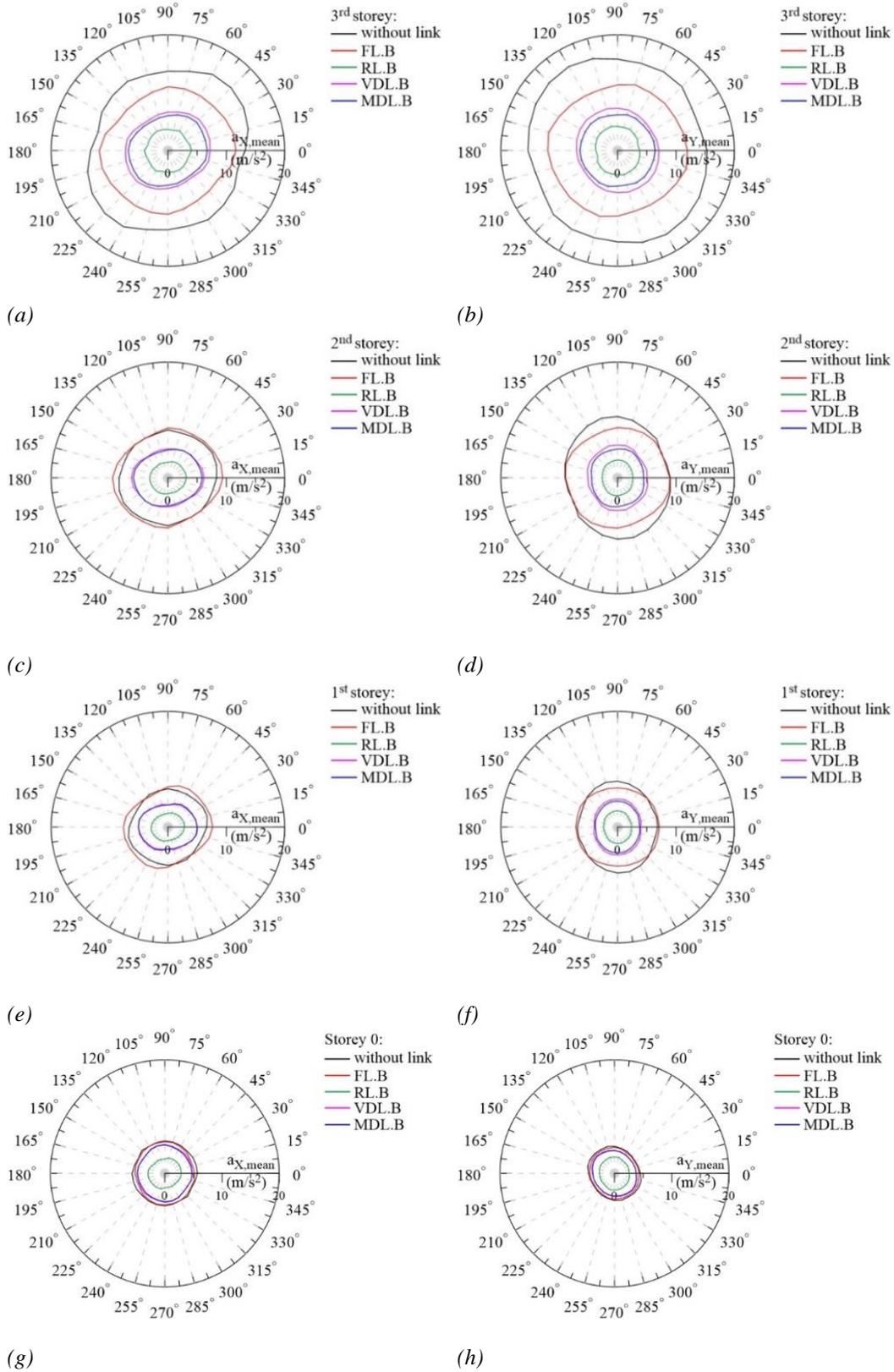


Figura 4.41 – Valori medi dell'accelerazione assoluta del vano ascensore ai vari piani, per diverse tipologie di collegamento (Caso B).

Come si può notare, in tutti i casi il valore dell'accelerazione assoluta si mantiene pressoché costante al variare dell'angolo d'incidenza dell'azione sismica. La risposta peggiore è registrata ai piani più elevati quando il sistema di connessione è costituito da *link* flessibili (FL). In questi casi, infatti, vengono raggiunti valori di accelerazione che possono compromettere la funzionalità dell'ascensore stesso.

Come per gli spostamenti relativi, anche nel caso delle accelerazioni assolute il collegamento mediante *link* rigidi (RL) si conferma la migliore scelta, in quanto la connessione rigida giova della riduzione di sollecitazione sismica risultante dall'isolamento alla base della sovrastruttura. In questa situazione i valori di accelerazione registrati sono costanti a tutti i livelli.

Nel caso di connessione costituita da *link* viscosi (VDL) o da *link* magnetici visco-elastici (MDL) la risposta, in termini di accelerazione assoluta, è simile ed è dimezzata all'ultimo livello rispetto al caso in cui le strutture sono separate e libere di muoversi.

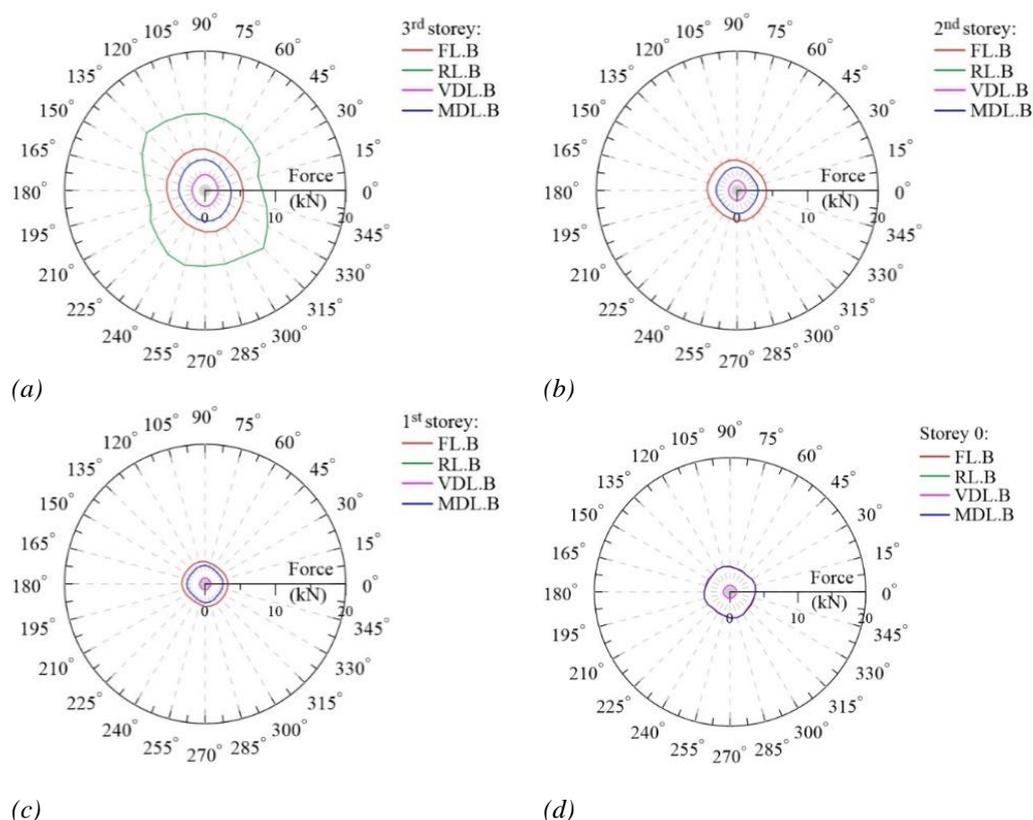


Figura 4.42 – Valori medi delle forze scambiate al livello dei collegamenti, per diverse tipologie di collegamento (Caso B).

Sono registrati bassi valori di forze scambiate in corrispondenza dei collegamenti, come si evince dalla Figura 4.42. La loro esigua entità permette di non avere danni locali sia sui nodi della struttura in c.a. che di quella metallica del vano ascensore, consentendo, oltretutto, un agevole dimensionamento dei dispositivi di connessione (flange e connettori metallici) che devono sopportare bassi livelli di sollecitazioni. Risultati del genere sono ottenuti per le tipologie di collegamento flessibili (FL), viscosi (VDL) e magnetici visco-elastici (MDL). I *link* rigidi (RL) sono responsabili, invece, di un notevole incremento

delle forze scambiate, inducendo concentrazioni di sforzi nelle loro connessioni alle due strutture, al terzo livello (Figura 4.42a), mentre i corrispondenti valori agli altri livelli non sono riportati per motivi di scala dei grafici, in quanto assumono valori dalle 50 alle 100 volte più grandi rispetto a quelli ottenuti con le altre tipologie di connessione.

Anche nel caso delle forze scambiate a livello dei piani l'angolo, il loro andamento non è influenzato dall'angolo d'incidenza dell'azione sismica.

4.4.2 EFFETTI DELLA DISTRIBUZIONE DEL COLLEGAMENTO

È stata, finora analizzata la sola modalità di collegamento a tutti i piani. In questa sezione sono valutati e discussi gli effetti che le due diverse modalità di collegamento analizzate (a tutti i piani o solo all'ultimo) hanno sull'entità del martellamento interno, sulle accelerazioni assolute e sul *drift* del vano ascensore e, infine, sull'intensità delle forze scambiate in corrispondenza dei dispositivi di connessione. I risultati in termini di valori massimi sono relativi al terremoto di Kobe. I grafici relativi ai parametri indagati lungo l'altezza, si riferiscono all'angolo d'incidenza critico (135°) per il terremoto di Kobe.

4.4.2.1 MARTELLAMENTO INTERNO

In Figura 4.43 sono illustrati i valori massimi dello spostamento relativo ai vari piani, per le due direzioni principali per la coppia di nodi 3 (Figura 4.43a,b) e la coppia di nodi 4 (Figura 4.43b,d).

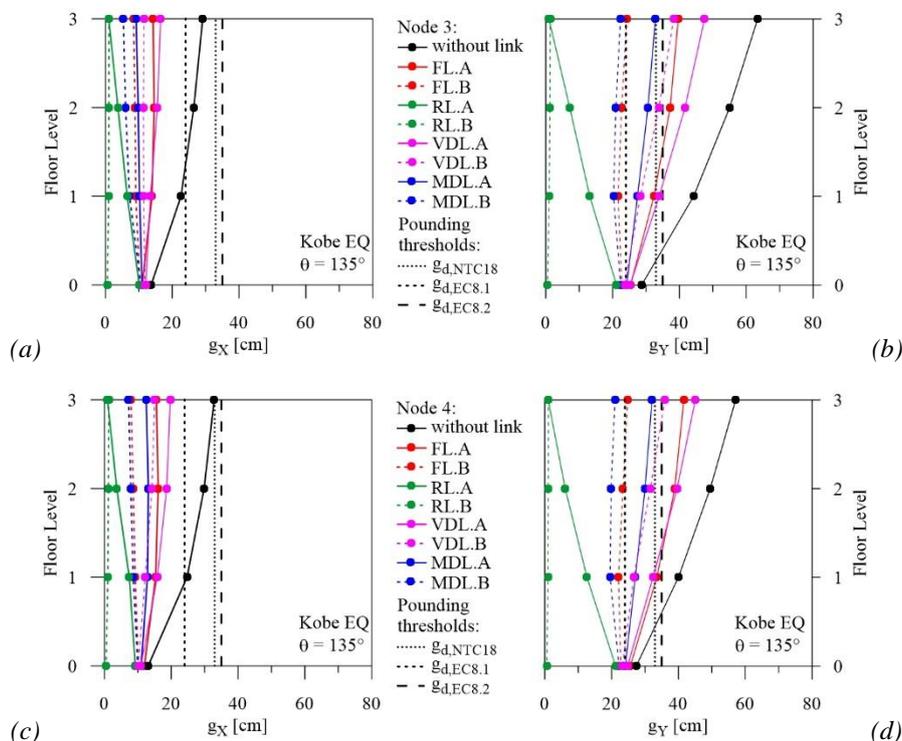
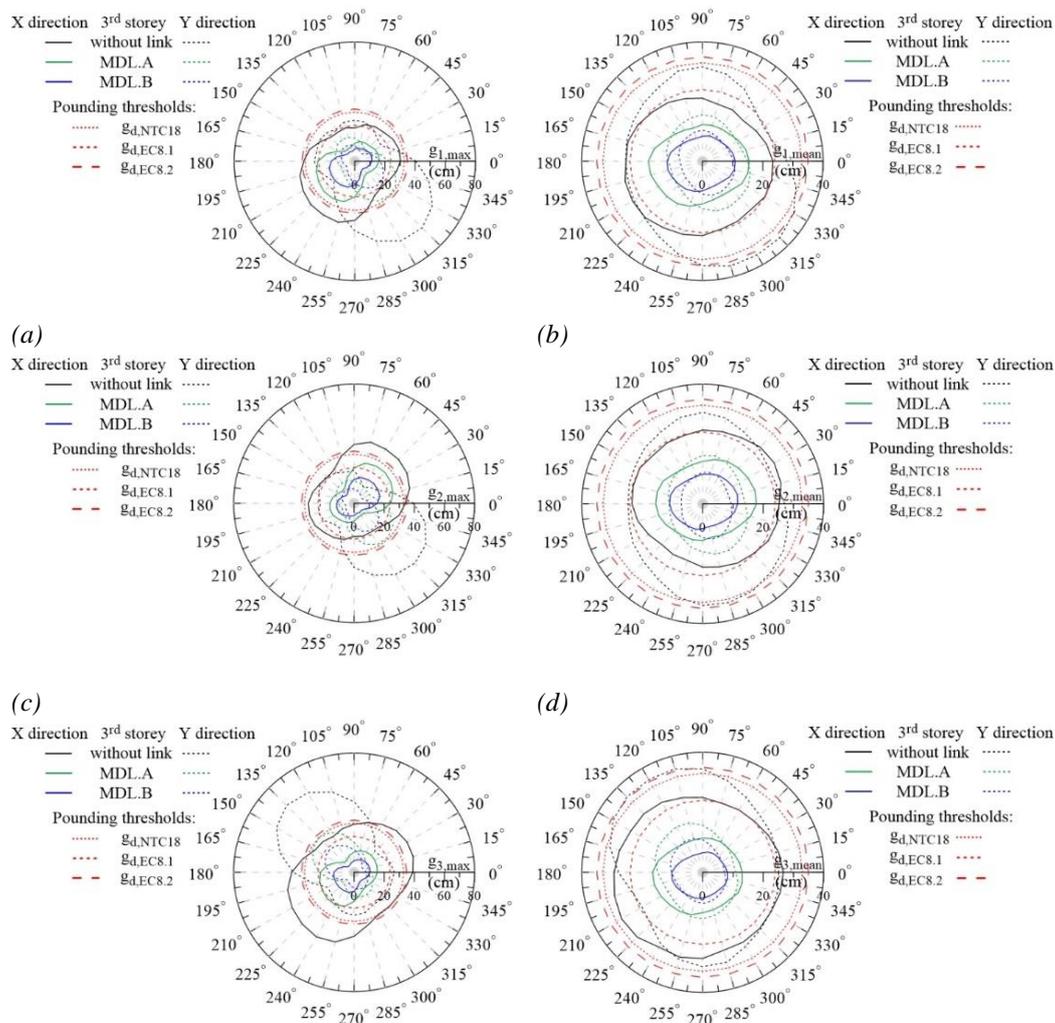


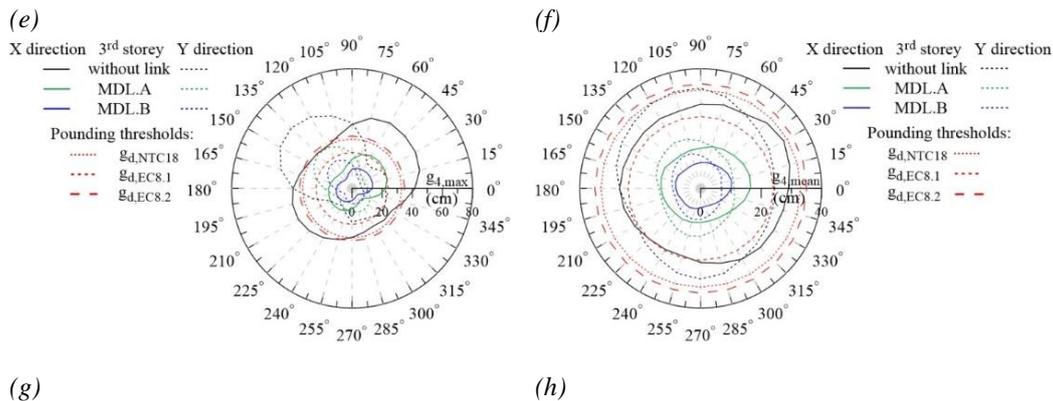
Figura 4.43 – Valori massimi di spostamento relativo ai vari piani, per diverse tipologie di collegamento all'ultimo piano (Caso A) o a tutti i piani (Caso B).

I *link* flessibili (FL) e rigidi (RL) senza dissipazione sono confrontati ai *link* viscosi (VDL) e magnetici visco-elastici (MDL), considerando il solo collegamento all'ultimo livello (Caso A) o a tutti i livelli (Caso B).

Si può osservare che utilizzando *link* flessibili (FL), viscosi (VDL) e magnetici (MDL) si mitigano gli effetti torsionali, mentre l'impiego dei *link* rigidi (RL) elimina del tutto questo tipo di effetti.

Come evidenziato nei paragrafi precedenti, si ha martellamento interno quando le due strutture vengono lasciate separate; in questo caso, infatti, lo spostamento relativo eccede a volte le dimensioni del giunto più grandi ($g_{d,NTC18}$ e $g_{d,EC8.2}$), e sempre la dimensione del *gap* $g_{d,EC8.1}$. In termini di riduzione dello spostamento relativo e, di conseguenza del rischio di martellamento, la migliore performance è garantita dal collegamento a tutti i livelli (Caso B), con una distribuzione verticale quasi costante di g_x e g_y . È, inoltre, da segnalare che i dispositivi caratterizzati sia da rigidità che dissipazione (MDL) forniscono prestazioni migliori rispetto ai *link* flessibili (FL) e viscosi (VDL). Riguardo al collegamento mediante *link* rigidi (RL) si può constatare come la riduzione dello spostamento relativo sia significativa, eliminando del tutto il rischio di martellamento interno a tutti i piani.





(g) (h)
 Figura 4.44 – Valori massimi e medi dello spostamento relativo per i nodi dell'ultimo livello, per MDL.A (Caso A) e MDL.B (Caso B).

A tal proposito, la trattazione seguente ha lo scopo di analizzare l'efficacia di questa tipologia di collegamento nelle due modalità previste (solo all'ultimo livello o a tutti i livelli).

In Figura 4.44 sono mostrati i valori massimi e medi di spostamento relativo fra la struttura in c.a. isolata alla base (Sb) ed il vano ascensore a base fissa (Es) nel caso di assenza di connessione e nei casi di connessione solo all'ultimo livello (Caso A) ed a tutti i livelli (Caso B), impiegando i *link* magnetici visco-elastici (MDL), per i 4 nodi dell'ultimo livello e lungo le due direzioni principali.

Come era lecito attendersi, la connessione a tutti i livelli (MDL.B) conduce ad una significativa riduzione dello spostamento relativo e del conseguente rischio di martellamento, soddisfacendo le limitazioni per tutti e tre i *gap* considerati. Il collegamento all'ultimo livello (MDL.A) fornisce una performance peggiore eccedendo, in alcuni casi, il limite $g_{d,ECS.1}$ per taluni angoli d'incidenza dell'azione sismica (Figura 4.44a,c,e,g).

4.4.2.2 ALTRI PARAMETRI DI RISPOSTA

Allo scopo di investigare la performance in termini di condizioni di utilizzazione e danneggiamento, in Figura 4.45 sono mostrati i valori massimi di accelerazione e *drift* di piano per il vano ascensore lungo le direzioni *x* (Figura 4.45a,c) ed *y* (Figura 4.45b,d) per la coppia di nodi 2.

Si nota facilmente come i *link* magnetici visco-elastici (MDL) continuino ad essere la miglior soluzione per il collegamento delle due strutture per le due modalità di collegamento indagate. Al contrario, i *link* flessibili (FL) ed i *link* rigidi (RL), nel solo caso di collegamento all'ultimo livello, fanno registrare accelerazioni simili a quelle ottenute lasciando separate le strutture, mentre i *link* rigidi (RL) distribuiti su tutti i piani (Caso B) sono inefficienti alla riduzione del *drift* al livello più basso, dove costringono la struttura metallica del vano ascensore a subire gli stessi spostamenti del sistema d'isolamento della struttura circostante.

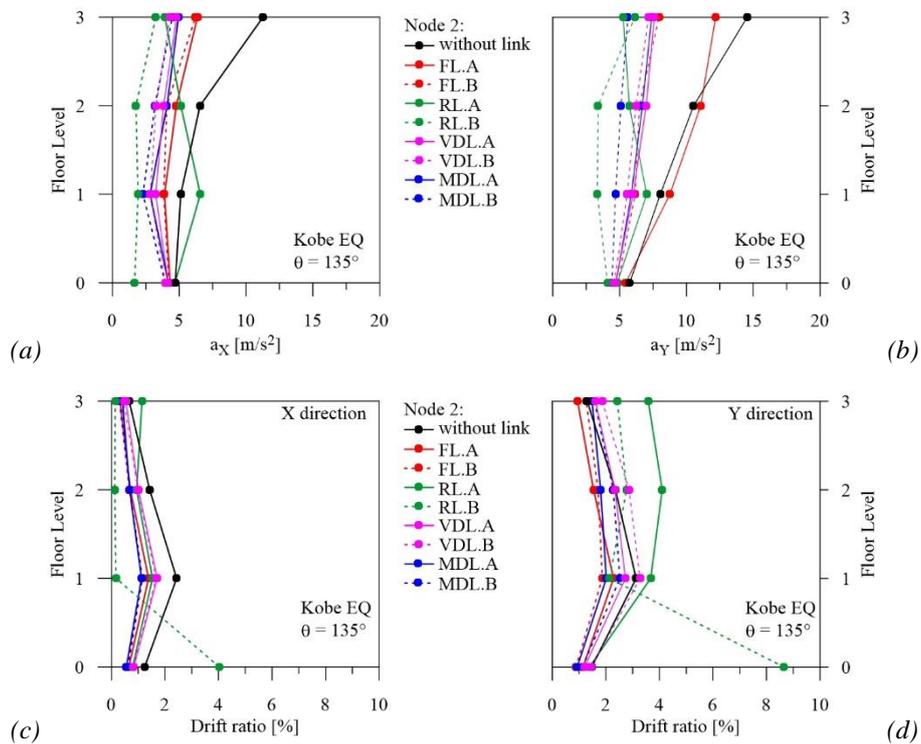


Figura 4.45 – Valori massimi di accelerazione assoluta (a,b) e drift (c,d) del vano ascensore ai vari piani, per diverse tipologie di collegamento all’ultimo piano (Caso A) o a tutti i piani (Caso B).

Minori differenze si rilevano in termini di accelerazioni massime e medie del vano ascensore al terzo livello (Figura 4.46); entrambe le soluzioni, infatti, provano di essere efficienti nel ridurre le vibrazioni della struttura metallica del vano ascensore.

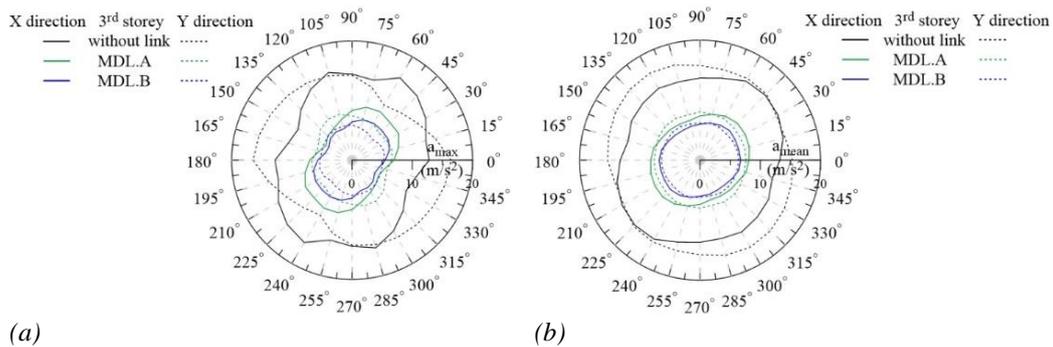
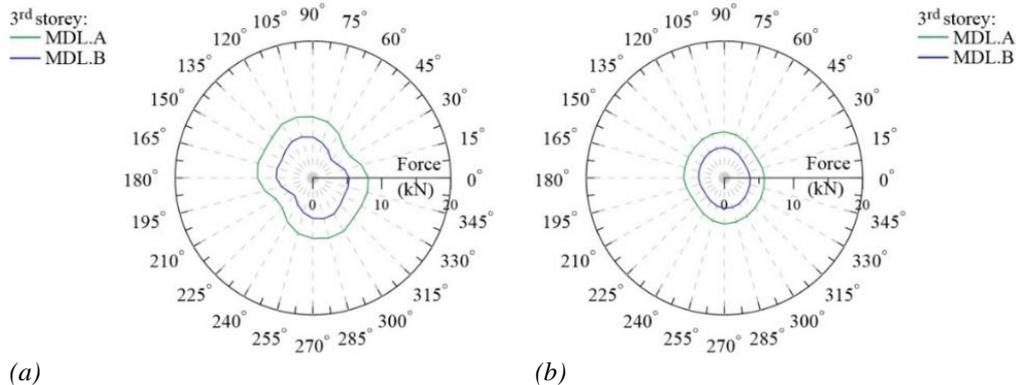


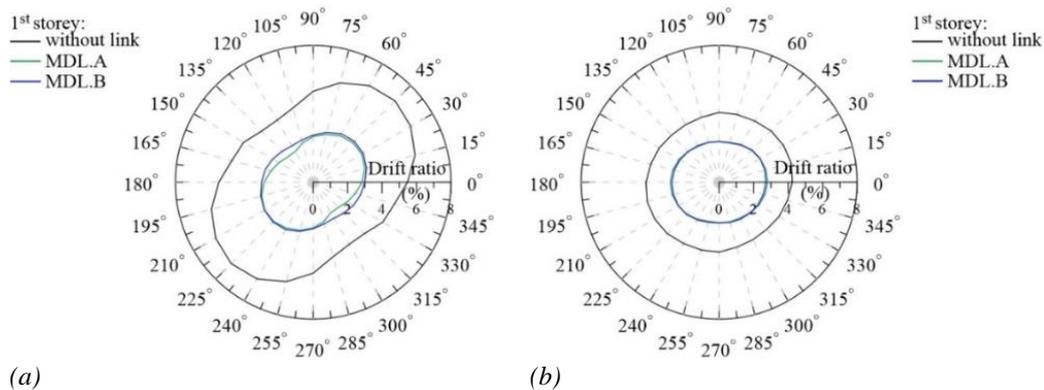
Figura 4.46 – Valori massimi e medi dell’accelerazione del vano ascensore all’ultimo livello, per MDL.A (Caso A) e MDL.B (Caso B).

Stesse considerazioni possono essere tratte con riferimento all’intensità delle forze scambiate (Figura 4.47), poiché i valori sono molto simili per entrambe le soluzioni adottate.



(a) (b)
 Figura 4.47 – Valori massimi e medi delle forze scambiate all'ultimo livello, per MDL.A (Caso A) e MDL.B (Caso B).

I valori massimi e medi del *drift* di piano del vano ascensore al terzo livello sono praticamente identici per le due soluzioni adottate (Figura 4.48), evidenziando che, per quanto concerne il *drift* di piano, l'aggiunta di *link* MDL ai piani inferiori risulta ininfluente.



(a) (b)
 Figura 4.48 – Valori massimi e medi del *drift* di piano del vano ascensore all'ultimo livello, per MDL.A (Caso A) e MDL.B (Caso B).

Dall'analisi approfondita dei risultati illustrati, si comprende come la migliore soluzione per collegare le due strutture sia data dall'utilizzo dei *link* magnetici visco-elastici (MDL), che garantiscono il giusto compromesso fra la mitigazione del martellamento interno, la riduzione di *drift* ed accelerazioni di piano del vano ascensore e l'abbattimento delle forze scambiate in corrispondenza dei dispositivi di connessione.

4.4.3 CORSA UTILE DEI DISPOSITIVI DISSIPATIVI MAGNETICI

L'analisi dei risultati ottenuti finora ha condotto al calcolo dei valori medi della corsa utile richiesta ai dispositivi MDL nelle due modalità di collegamento adottate (Caso A e Caso B), con l'obiettivo di verificarne la loro effettiva realizzazione ed applicazione pratica. In particolare, ad ogni livello è stato calcolato lo spostamento relativo come media dei valori massimi corrispondenti alle 4 coppie di nodi, per tutti gli angoli d'incidenza dell'azione sismica indagati e per tutti i terremoti considerati. Dopo di ciò lo spazio disponibile per l'installazione dei dispositivi viene valutato sottraendo la corsa utile dalla

distanza effettiva fra i nodi collegati (distanza diagonale) per ognuna delle dimensioni del giunto considerate. I risultati del calcolo della corsa utile e dello spazio disponibile sono riportati nella Tabella 4.14, con riferimento allo spazio totale (distanza diagonale del cavedio fra le due strutture) in ognuno dei tre casi indagati.

Tabella 4.14 – Valore medio della corsa utile e spazio disponibile per la progettazione degli MDL (unità in cm).

Livello	Caso	Corsa utile	Spazio totale			Spazio disponibile		
			NTC18	EC8.1	EC8.2	NTC18	EC8.1	EC8.2
0	MDL.B	36.94	47.00	34.00	50.00	10.06	-2.94	13.06
1	MDL.B	30.18	47.00	34.00	50.00	16.82	3.82	19.82
2	MDL.B	27.48	47.00	34.00	50.00	19.52	6.52	22.52
3	MDL.B	26.09	47.00	34.00	50.00	20.91	7.91	23.91
3	MDL.A	39.82	47.00	34.00	50.00	7.17	-5.83	10.17

Come si evince dai dati la dimensione del gap $g_{d,EC8.1}$ risulta non idonea alla progettazione degli MDL; infatti i piccoli valori di spazio disponibile, a volte anche negativi, non consentono l'effettiva realizzazione dei dispositivi. Le stesse considerazioni si possono trarre riguardo al gap $g_{d,NTC18}$ ai livelli 0 e 3 per i casi B ed A rispettivamente.

Solamente il gap $g_{d,EC8.2}$ risulta idoneo alla realizzazione dei dispositivi a tutti i livelli (Caso B), mentre gli stessi problemi di mancanza di spazio disponibile sono riscontrati nel caso di collegamento all'ultimo livello (Caso A).

È utile precisare che il valore medio della corsa utile richiesta ai dispositivi FL e VDL, per entrambe le modalità di collegamento, si può ritenere, a ragione, superiore a quello riportato in Tabella 4.14, rendendo anche il gap $g_{d,EC8.2}$ insufficiente all'effettiva realizzazione dei dispositivi di collegamento.

4.5 BIBLIOGRAFIA

Acunzo G, Pagliaroli A, Scasserra G (2014). In-Spector: un software di supporto alla selezione di accelerogrammi naturali spettrocompatibili per analisi geotecniche e strutturali. *In Proceedings of 33rd conference of GNGTS, Bologna, Italy.*

Athanasiou A (2015). Dynamic identification of the Augusta hybrid base isolated building using data from full scale push and sudden release tests. *Dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Structural and Geotechnical Engineering, University of Catania.*

Bansal RK (2007). Solid and fluid mechanics. *Laxmi Publications Ltd, New Delhi, India.*

Chioccarelli E, Iervolino I (2010). Near-source seismic demand and pulse-like records: A discussion for L'Aquila earthquake. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*;39(9):1039-1062.

Circolare 02-02-2009, n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14-01-2008. *Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti*.

Ebrahimi B, Khamesee MB, Golnaraghi F (2008). Permanent magnet configuration in design of an eddy current damper. *Microsystem Technologies* 16:19-24.

Ebrahimi B, Khamesee MB, Golnaraghi F (2009). Eddy current damper feasibility in automobile suspension: modelling, simulation and testing. *Smart Material and Structures* doi:10.1088/0964-1726/18/1/015017.

EC8. Eurocode 8 (2004). Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. *C.E.N, European Committee for Standardization*.

FIP Industriale S.p.A. (2018). Isolatori elastomerici Serie SI <http://www.fipindustriale.it>

Gesualdi G, Cardone D, Rosa G (2018). Finite element model updating of base-isolated buildings using experimental results of in-situ tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 10.1016/j.soildyn.2018.02.003.

Iervolino I, Galasso C, Cosenza E (2009). REXEL v. 3.5: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*; 8: 339-362.

Makris N, Chang SP (2000). Effect of viscous, viscoplastic and friction damping on the response of seismic isolated structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 29: 85-107.

Mazza F (2014a). Modelling and nonlinear static analysis of reinforced concrete framed buildings irregular in plan. *Engineering Structures*;80:98-108.

Mazza F, Labernarda R (2017). Structural and non-structural intensity measures for the assessment of base-isolated structures subjected to pulse-like near-fault earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*; 96: 115-127.

Mazza F, Labernarda R (2018). Effects of nonlinear modelling of the base-isolation system on the seismic analysis of r.c. buildings. *Procedia Structural Integrity, Volume 11, pages* 226-233.

Mazza F, Labernarda R (2020). Magnetic damped links to reduce internal seismic pounding in base-isolated buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*;18: 6795-6824.

Mazza F, Labernarda R (2021a). Internal Pounding between Structural Parts of Seismically Isolated Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*. DOI: 10.1080/13632469.2020.1866122.

Mazza F, Mazza M (2010). Nonlinear analysis of spatial framed structures by a lumped plasticity model based on the Haar-Kàrmàn principle. *Computational Mechanics*;45(6):647-664.

NTC08 (2008). Norme Tecniche per le Costruzioni. *Ministero delle Infrastrutture, D.M. 14-01-2008.*

NTC18 (2018). Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”. *Ministero delle Infrastrutture, D.M. 17-01-2018.*

Oliveto G, Athanasiou A, Granata M (2013). Blind simulation of full scale free vibration tests on a three story base isolated building. *In Proceedings of the 10th International Conference on Urban Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, March 1-2.*

Priestley MJN, Calvi GM, Kowalsky MJ (2007). Displacement based seismic design of structures. *Pavia, Italia, Iuss Press.*

5. MARTELLAMENTO ESTERNO

5.1 PREMESSA

Il quinto capitolo tratta del problema del martellamento esterno tra edifici contigui e di come esso possa essere influenzato dalla configurazione di questi ultimi. La prima parte viene dedicata alla descrizione della struttura test impiegata. Essa è descritta dal punto di vista geometrico, strutturale e dei carichi a cui è soggetta. Quest'ultima è pensata come edificio esistente progettato con la vecchia normativa sismica DM96 (1996), come riportato in Mazza (2018b). In questa parte vengono descritte le differenti configurazioni dell'aggregato edilizio al quale la struttura in oggetto può appartenere (dando così origine a fenomeni di martellamento esterno). L'obiettivo è, infatti, quello di quantificare la distanza minima necessaria affinché, nelle varie configurazioni dell'aggregato edilizio, sia scongiurata la possibilità di martellamento esterno. La seconda parte tratta della procedura di adeguamento sismico alle NTC08 (2008), effettuata mediante l'applicazione di isolatori a scorrimento a superficie curva (CSSBs) (Mazza 2018b). Nell'ultima parte del capitolo sono illustrati i risultati numerici relativi al martellamento esterno, riguardo alla risposta sismica non lineare dell'edificio in c.a. descritto in precedenza, progettato a base fissa con una normativa italiana non più in vigore (DM96, 1996), e adeguato sismicamente tramite isolatori a scorrimento a superficie curva (CSSBs).

La campagna di analisi numeriche ha consentito di studiare l'entità dello spostamento relativo tra due edifici contigui, tenendo conto dell'eventuale torsione di piano, considerando i seguenti parametri:

- la configurazione in pianta dell'aggregato edilizio, in termini di posizione reciproca degli edifici contigui;
- il modello meccanico assunto per gli isolatori a scorrimento (CSSBs), studiando l'effetto di un modello semplificato e di uno avanzato;
- la tipologia di terremoto, con riferimento ad eventi sismici *near-fault* non impulsivi (NP), *acceleration pulse* (AP) e *non-acceleration pulse* (NAP).

5.2 DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO N.2

5.2.1 STRUTTURA TEST

5.2.1.1 GEOMETRIA

La struttura in esame è un caso studio del progetto Re.L.U.I.S (Mazza 2018b) ed è rappresentativa di una tipologia costruttiva molto diffusa nel nostro Paese.

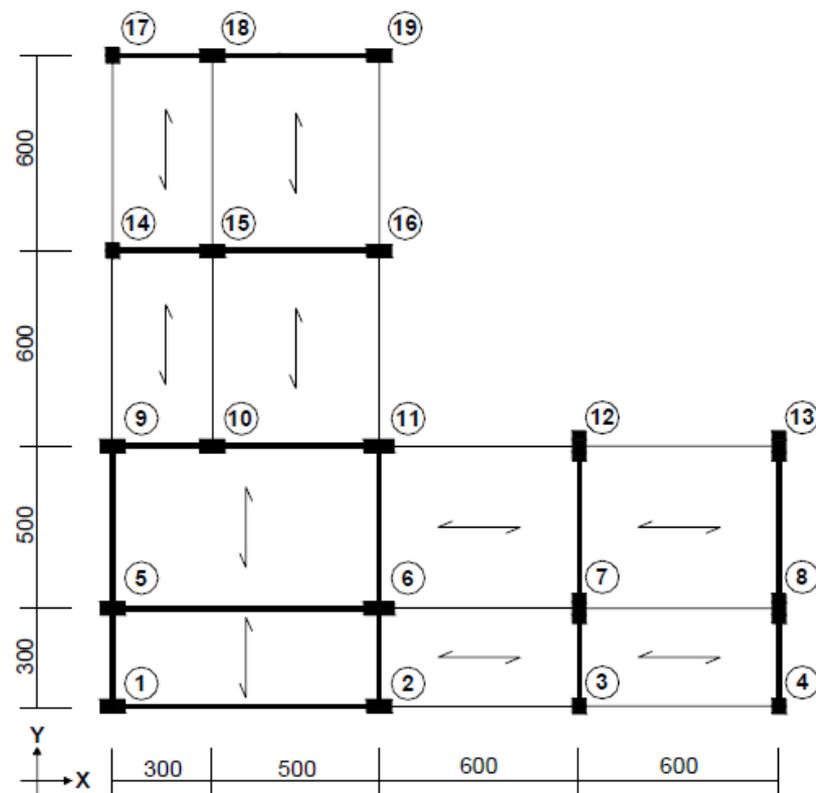


Figura 5.1 – Pianta del piano tipo.

Essa è a base fissa e costituita da telai in c.a. in entrambe le direzioni principali in pianta, si sviluppa su 5 livelli. È un edificio residenziale situato nella città de L'Aquila (AQ) ed è stato dimensionato e progettato utilizzando le prescrizioni del D. M. 16 gennaio 1996 (1996). La pianta ad L dell'edificio è caratterizzata dalla presenza di campate con luci piuttosto differenti fra loro; si passa, infatti, da campate con luce di 3 m a campate con luce di 6 m. Esse sono distribuite in modo piuttosto irregolare come si evince dalla Figura 5.1. Le travi su cui scaricano i solai di piano sono emergenti (evidenziate in nero in Figura 5.1), mentre le restanti sono a spessore e sono quelle su cui non scaricano solai. I livelli dell'edificio sono 5 per un'altezza complessiva di 17.2 m (Figura 5.2). L'altezza dei livelli è pari a 3.3 m ad eccezione del primo livello la cui altezza è pari a 4 m (Figura 5.3). Al fine di quantificare l'irregolarità in pianta della struttura in questione, in Tabella 5.1 sono riportati i dati relativi alle eccentricità in pianta fra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze. Il parametro torsionale Ω_θ (NTC18), dato dal rapporto fra la frequenza rotazionale ($\omega_{rot} = 9.926$ rad/s) e la frequenza longitudinale della struttura ($\omega_{long} = 6.844$ rad/s) risulta pari a 1.45 (Trombetti et al. 2008, Palermo et al. 2013, Palermo et al. 2017).

Tabella 5.1 – Eccentricità fra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze (unità in cm).

Livello	e_x	e_y
1	218.1	119.5
2	255.0	175.4
3	259.1	187.6
4	250.2	190.1
5	253.1	194.6

Ulteriori dettagli geometrici e strutturali sull'edificio possono essere reperiti in Mazza (2018b).

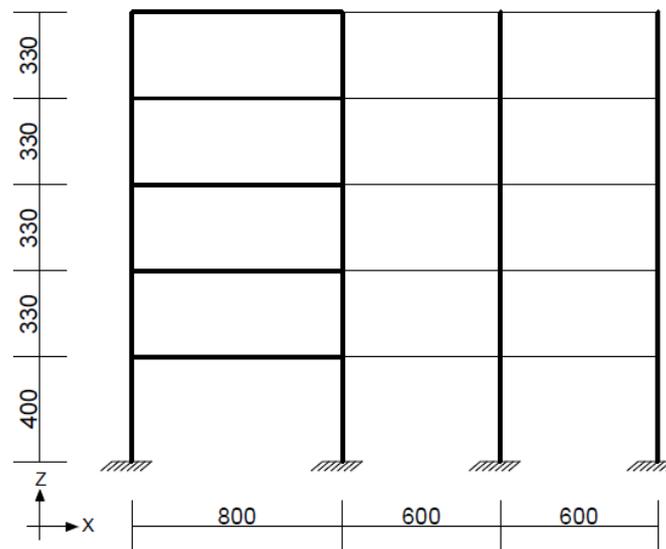


Figura 5.2 – Sezione verticale (Piano X-Z).

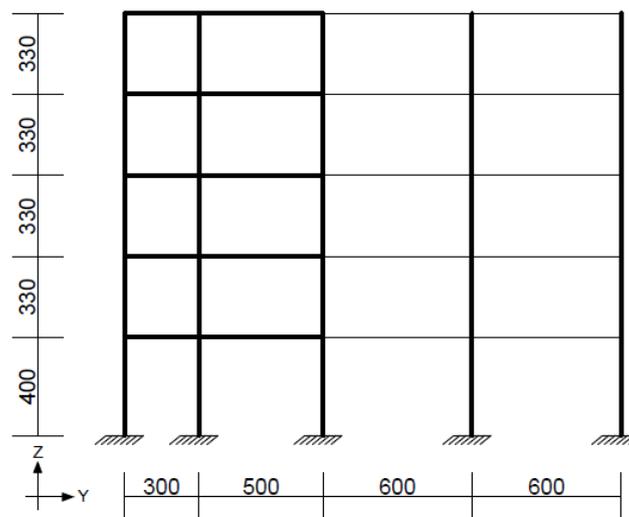


Figura 5.3 – Sezione verticale (Piano Y-Z).

5.2.1.2 ANALISI DEI CARICHI

La determinazione dei carichi gravitazionali agenti sulla struttura è il primo passo per il dimensionamento di tutti gli elementi strutturali. Si è, ovviamente, partiti dalle dimensioni del solaio misto c.a.-c.a.p. presente ad ognuno dei livelli. Nella definizione della geometria del solaio si è tenuto conto delle seguenti grandezze:

- H rappresenta l'altezza totale del solaio, ottenuta come somma dello spessore della soletta (s) e dell'altezza della pignatta (h_p);
- b_0 rappresenta la larghezza delle nervature;
- b_p rappresenta la larghezza della pignatta;
- i indica l'interasse tra le nervature.

I valori numerici delle grandezze appena descritte e la loro descrizione grafica sono riportati nella Tabella 5.2 e nella Figura 5.4 rispettivamente. L'armatura inferiore del solaio è costituita dai travetti in precompresso 8x12.

Tabella 5.2 – Geometria della sezione trasversale del solaio misto c.a.-c.a.p. (dimensioni in cm).

H	s	i	b_0	b_p	h_p
25.00	5.00	50.00	12.00	25.00	20.00

Nota la geometria del solaio, si è passati all'analisi dei carichi agenti. Il D. M. 16 gennaio 1996 (1996) li classifica, secondo la variazione della loro intensità nel tempo, in carichi permanenti (nei quali troviamo quelli strutturali e non strutturali), variabili, eccezionali e sismici. I carichi permanenti strutturali (G_1) sono rappresentati dal peso proprio del solaio (quindi dalla soletta, dalle nervature e dalle pignatte). Il peso per unità di volume impiegato per il calcestruzzo armato è pari a 25 kN/m^3 ; per le pignatte è stato assunto pari ad 8 kN/m^3 .

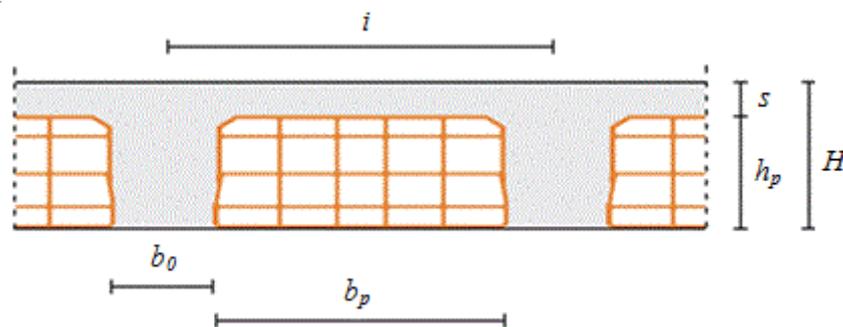


Figura 5.4 – Sezione trasversale del solaio misto c.a.-c.a.p..

Il peso delle componenti non strutturali, quali massetto, intonaco, pavimento, impermeabilizzante ed incidenza tramezzi e tamponatura, è considerato nei carichi permanenti non strutturali (G_2). Per il massetto e l'intonaco sono stati considerati degli spessori di 5 cm e 2 cm e dei pesi per unità di volume pari a 15 kN/m^3 e 15 kN/m^3 rispettivamente. L'incidenza del pavimento è stata assunta pari ad un carico per unità di superficie (g_{pav}) pari a 0.80 kN/m^2 . Solamente per il solaio di copertura si è tenuto conto dell'impermeabilizzazione considerando un peso per unità di superficie pari a 0.30 kN/m^2 .

Per il resto dei solai si è considerata l'incidenza dei tramezzi mediante l'applicazione di un carico per unità di superficie (g_2) che dipende dal peso per unità di lunghezza dei tramezzi stessi. Nel caso specifico il carico impiegato è pari a 1.60 kN/m^2 per i solai interni di ognuno dei livelli. L'entità del carico permanente strutturale (G_1) è pari a 4.35 kN/m^2 per tutti i solai; i carichi permanenti non strutturali (G_2) sono pari a 3.45 kN/m^2 e 2.15 kN/m^2 per i solai interni e di copertura rispettivamente. La tamponatura è stata considerata come elemento non strutturale uniformemente distribuita sulle travi su cui poggia. Nel caso specifico essa è distribuita in modo uniforme in pianta ed in elevazione. Un carico gravitazionale di 2.70 kN/m^2 è stato assegnato alla tamponatura; questo comporta la presenza di un carico per unità di lunghezza di 6.237 kN/m sulle travi perimetrali dei livelli ai quali è presente la tamponatura. I carichi variabili (Q), rappresentati dai carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera, sono relativi, per il caso specifico, alla categoria relativa alle abitazioni civili per i solai interni, alla quale corrisponde un carico per unità di superficie pari a 2.00 kN/m^2 . Per i solai di copertura l'entità del carico variabile è pari a quella degli altri livelli poiché la copertura è praticabile; è, inoltre, considerato un carico neve (per i solai di copertura) pari a 0.48 kN/m^2 . Nella Tabella 5.3 sono riportati, in modo compatto e sintetico, i carichi finora descritti.

Tabella 5.3 – Carichi permanenti strutturali, non strutturali e variabili (unità in kN/m^2).

Solaio	G_1	G_2	G_{tamp}	Q	Q_{neve}
Interno	4.35	3.45	2.70	2.00	-
Copertura	4.35	2.15	2.70	2.00	0.48

5.2.1.3 AZIONE SISMICA

L'azione sismica utilizzata in fase di progettazione della struttura è quella definita dal D. M. 9 gennaio 1996 (1996), nel caso di analisi dinamica modale. Considerando il sito e la destinazione d'uso della costruzione, per la determinazione dello spettro di risposta, in termini di accelerazione orizzontale, sono definiti i seguenti parametri:

- S (grado di sismicità per zona II) pari a 9;
- R (coefficiente di risposta) pari ad 1;
- I (coefficiente di protezione sismica) pari ad 1;
- ε (coefficiente di fondazione) pari ad 1;
- β (coefficiente di struttura) pari ad 1.

Lo spettro di risposta (Figura 5.5), in termini di accelerazione orizzontale, è ottenuto mediante le relazioni (5.1) e (5.2):

$$\frac{a}{g} = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot I; \quad C = \frac{S-2}{100} \quad (5.1)$$

$$R = \begin{cases} 1 & T \leq 0.8s \\ \frac{0.862}{T^{2/3}} & T > 0.8s \end{cases} \quad (5.2)$$

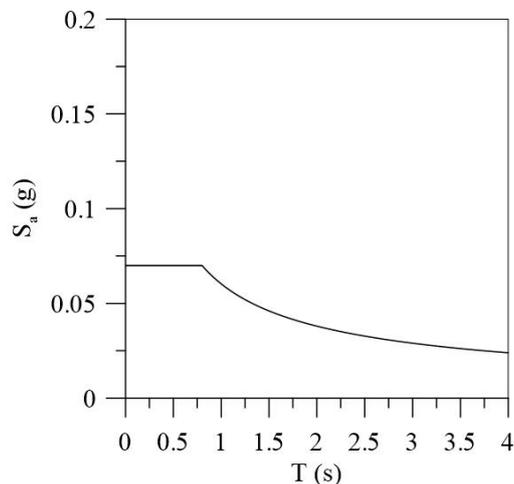


Figura 5.5 – Spettro di risposta in termini di accelerazione orizzontale.

Nella (5.1) C indica il coefficiente di intensità sismica; il coefficiente di protezione sismica I tiene conto dell'importanza dell'opera ed assume valori superiori all'unità nel caso di strutture di una certa rilevanza. Il coefficiente di fondazione ε tiene conto della stratigrafia del terreno di fondazione ed assume valori superiori all'unità nel caso di terreni piuttosto deformabili. Il coefficiente di struttura β tiene conto dell'eventuale presenza nella struttura dell'edificio di telai ed elementi irrigidenti verticali sui quali si distribuiscono prevalentemente le azioni orizzontali; esso è, di regola, pari ad 1 ma può assumere il valore di 1.2 nel caso suddetto.

5.2.1.4 PROGETTAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura test è stata progettata in ottemperanza a quanto previsto dal D. M. 16 gennaio 1996 (1996) in materia di costruzioni in c.a. in zona sismica. I materiali impiegati sono:

- calcestruzzo di classe C20/25 (resistenza cilindrica caratteristica a compressione pari a 20 MPa);
- acciaio in barre ad aderenza migliorata FeB38k (resistenza allo snervamento pari a 375 MPa).

Nella fase di predimensionamento degli elementi strutturali i carichi verticali sono stati combinati secondo la relazione seguente:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{qi} (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) \quad (5.3)$$

nella quale γ_g e γ_q sono pari ad 1.4 ed 1.5 rispettivamente, e ψ_{0i} assume il valore di 0.7 per il carico variabile e per il carico neve.

I pilastri sono stati predimensionati facendo riferimento al metodo semplificato delle aree d'influenza utilizzando dei coefficienti correttivi (K_c) che tengono conto della continuità fra gli elementi strutturali (Figura 5.6). Le dimensioni dei pilastri sono state scelte utilizzando una resistenza a compressione del calcestruzzo ridotta al 65% di quella di calcolo (per tener conto del fatto che i pilastri non sono semplicemente soggetti a compressione ma a presso-flessione). Per tener conto del peso proprio degli elementi stessi (pilastri e travi) sono state assunte delle dimensioni preliminari:

- sezioni quadrate per tutti pilastri con una sezione 55x55 al primo livello, una riduzione di 5 cm per lato ad ogni livello fino ad avere una sezione 35x35 all'ultimo livello;
- sezioni rettangolari 40x65 e 40x60 per le travi emergenti del primo e del secondo livello rispettivamente; sezioni rettangolari 30x60, 30x55 e 30x50 per le travi emergenti del terzo, quarto e quinto livello rispettivamente;
- sezioni 50x25 per tutte le travi a spessore a tutti i livelli.

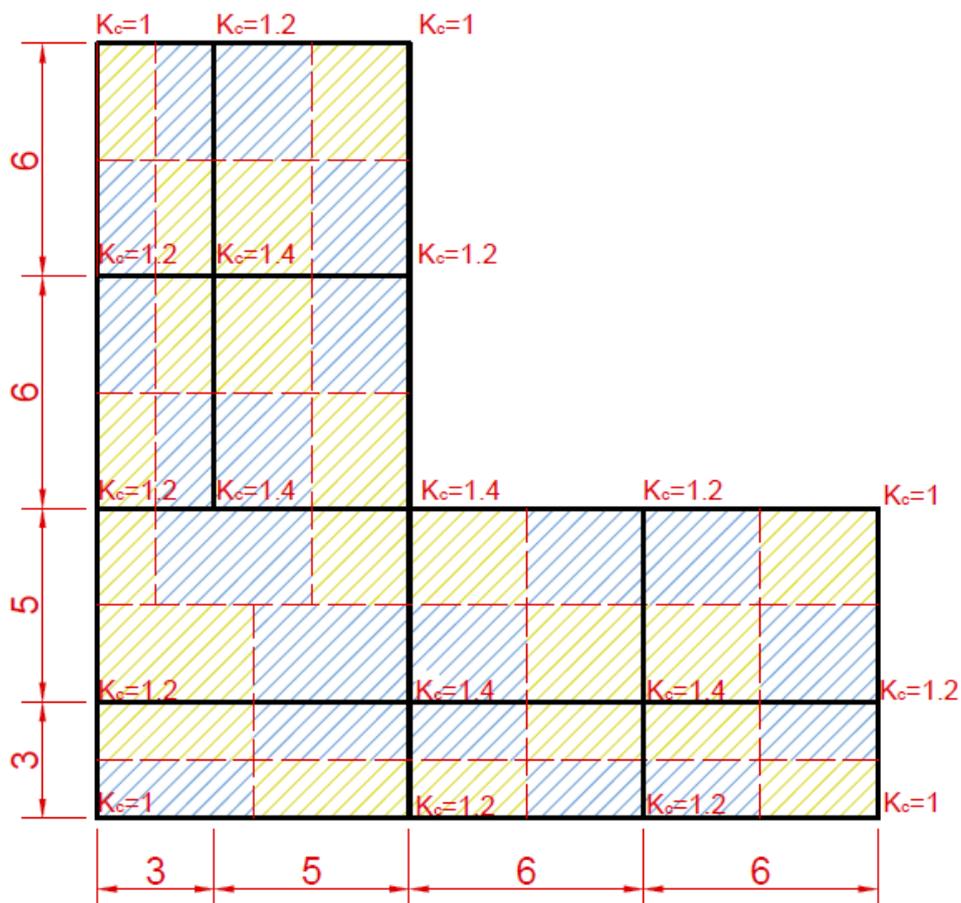


Figura 5.6 – Aree d'influenza e coefficienti di continuità per i pilastri.

Nella Tabella 5.4 sono illustrate le dimensioni delle sezioni dei pilastri (numerati come in Figura 5.1) ad ogni livello. La sezione minima impiegata è 30x30 e le riseghe da un livello a quello superiore sono di 5 e 10 cm.

Il predimensionamento delle travi è stato condotto anch'esso utilizzando solo i carichi verticali combinati secondo la (5.3). La determinazione del carico agente sulla singola trave e lo schema statico utilizzato si rifanno alla Figura 5.7. I due schemi statici impiegati sono quello di trave semplicemente appoggiata (per la trave 5-6) e di trave continua su tre appoggi (per la trave 3-7-12).

Tabella 5.4 – Sezioni di predimensionamento dei pilastri (unità in cm).

<i>Pilastro</i>	<i>Livello 1</i>	<i>Livello 2</i>	<i>Livello 3</i>	<i>Livello 4</i>	<i>Livello 5</i>
1	70x50	65x45	55x35	45x35	35x30
2	70x50	65x45	55x35	45x35	35x30
3	50x50	45x45	35x35	30x30	30x30
4	50x50	45x45	35x35	30x30	30x30
5	70x50	65x45	55x35	45x35	35x30
6	75x55	70x50	65x45	55x35	50x35
7	50x70	45x65	35x55	35x40	30x35
8	50x70	45x65	35x55	35x40	30x35
9	70x50	65x45	55x35	45x35	50x35
10	70x50	65x45	55x35	45x35	35x30
11	75x55	70x50	60x40	55x35	50x35
12	50x70	45x65	35x55	35x40	30x35
13	50x70	45x65	35x55	35x40	30x35
14	50x50	45x45	35x35	30x30	30x30
15	70x50	65x45	55x35	45x35	35x30
16	70x50	65x45	55x35	45x35	35x30
17	50x50	45x45	35x35	30x30	30x30
18	70x50	65x45	55x35	45x35	35x30
19	70x50	65x45	55x35	45x35	35x30

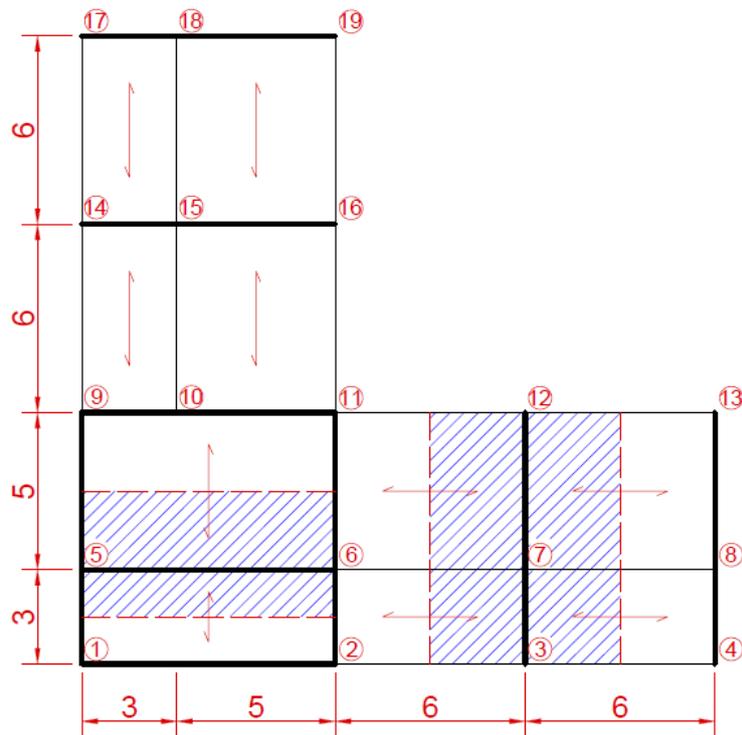


Figura 5.7 – Aree d'influenza per le travi oggetto del predimensionamento.

In questa fase sono state assunte le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- legame per il calcestruzzo del tipo *stress-block*;
- legame per l'acciaio del tipo elasto-plastico;
- calcestruzzo non reagente a trazione;
- rottura del calcestruzzo per raggiungimento della sua capacità ultima a compressione;
- rottura dell'acciaio per raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;
- sezioni a semplice armatura.

Note le resistenze di calcolo del calcestruzzo f_{cd} e dell'acciaio f_{yd} , il valore del copriferro δ pari a 3 cm ed il momento flettente massimo di calcolo M_{sd} , il calcolo delle dimensioni delle travi è stato condotto in modo diverso tra travi emergenti ed a spessore. Per le travi emergenti è stata fissata la base b , di lunghezza pari a 30 cm, e l'altezza della sezione h è stata determinata utilizzando la seguente equazione:

$$d = \sqrt{\frac{M_{sd}}{0.8b \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot (1 - 0.4\xi)}}; \quad \xi = \frac{x_c}{d} \quad (5.4)$$

Nell'equazione (5.4) d rappresenta l'altezza utile della sezione, mentre x_c indica la profondità dell'asse neutro rispetto alla fibra più compressa della sezione. Il valore della grandezza ξ è posto pari a 0.259 (ottenuto considerando una deformazione dell'acciaio pari

al suo valore massimo pari all'1% (DM96 1996) per limitare i danni in zona tesa. Per le travi emergenti più sollecitate, al fine di ottenere valori dell'altezza accettabili, il calcolo è stato condotto nell'ipotesi di doppia armatura. A seguito di ciò, la (5.4) assume l'espressione seguente:

$$d = \sqrt{\frac{M_{sd}}{0.8b \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot \left[1 - 0.4\xi + \frac{\mu}{1 - \mu} \cdot (1 - \delta)\right]}}; \quad \xi = \frac{x_c}{d} \quad (5.5)$$

Nella (5.5) μ rappresenta il rapporto tra armatura compressa A'_s ed armatura tesa A_s , fissato a 0.5 nel caso specifico.

Nel caso delle travi a spessore, essendo nota la loro altezza h , la base b viene determinata utilizzando l'espressione seguente:

$$b = \frac{M_{sd}}{0.8h^2 \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot (1 - 0.4\xi)}; \quad \xi = \frac{x_c}{d} \quad (5.6)$$

Nella Tabella 5.5 sono riportate le dimensioni delle sezioni ottenute per tutte le travi del singolo piano (esse sono identiche a tutti i livelli). La numerazione a cui si fa riferimento è quella indicata in Figura 5.7.

Tabella 5.5 – Sezioni di predimensionamento delle travi (unità in cm).

Nodo i	Nodo j	b	h
1	2	30	50
2	4	50	25
5	6	30	70
6	8	50	25
9	11	30	70
11	13	50	25
14	16	30	70
17	19	30	50
1	9	30	50
2	11	30	60
3	12	30	70
4	13	30	50
9	17	50	25
10	18	50	25
11	19	50	25

La fase di progettazione delle armature di travi e pilastri è stata condotta, al termine della propedeutica fase di predimensionamento, modellando l'edificio sul software di calcolo strutturale agli elementi finiti *Sismicad 12.1* (Sismicad 2012).

La progettazione è stata svolta utilizzando l'analisi dinamica modale secondo il D. M. 16 gennaio 1996 (1996), tenendo quindi conto del sisma tramite lo spettro di risposta in termini di accelerazione (Figura 5.5) descritto in precedenza. L'analisi è stata condotta nell'ipotesi di impalcato rigido per tutti i livelli, tenendo conto delle eccentricità presenti fra i baricentri delle masse e delle rigidezze ad ognuno dei livelli. I calcoli hanno condotto alla determinazione delle armature degli elementi strutturali portando alla modifica di alcune delle sezioni ottenute in fase di predimensionamento degli elementi strutturali. Le sezioni dei pilastri modificate sono evidenziate in rosso nella Tabella 5.6.

Le sezioni delle travi sono risultate tutte accettabili ad eccezione della trave 5-6 del primo e del secondo livello, per le quali la larghezza della base è stata aumentata da 30 cm a 40 cm.

Nella Tabella 5.7 sono riportate le dimensioni definitive delle sezioni delle travi per tutti i livelli dell'edificio. In rosso sono evidenziate le dimensioni modificate rispetto alla fase di predimensionamento.

Le armature degli elementi strutturali sono state dimensionate in base alle prescrizioni del D. M. 16 gennaio 1996 (1996). In particolare, si è fatto riferimento all'Allegato 1 della Circolare n.65/AA.GG. del 10 aprile 1997 (1997), contenente le prescrizioni costruttive per strutture in calcestruzzo armato tali da garantire proprietà di duttilità locale e globale. Per le travi l'armatura è stata dimensionata con riferimento alle seguenti indicazioni:

- in ogni sezione della trave il rapporto geometrico d'armatura (sia al bordo superiore che inferiore) ρ deve rispettare le seguenti condizioni:

$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho_s, \rho_i < \frac{7}{f_{yk}}; \quad \rho_s = \frac{A_s}{b \cdot h}; \quad \rho_i = \frac{A_i}{b \cdot h}; \quad (5.7)$$

dove A_s ed A_i sono, rispettivamente, l'area dell'armatura longitudinale nella zona superiore ed inferiore della sezione;

- per ciascuna delle due estremità della trave, per un tratto pari al doppio dell'altezza utile della sezione, l'area dell'armatura in zona compressa non deve risultare minore alla metà dell'armatura in zona tesa;
- per ciascuna delle due estremità della trave, per un tratto pari al doppio dell'altezza utile della sezione, devono essere previste staffe di contenimento; la prima non deve distare più di 5 cm dalla sezione terminale della trave ed il loro passo non deve essere maggiore del minimo tra i) un quarto dell'altezza utile, ii) sei volte il diametro minimo delle barre longitudinali e iii) 15 cm;
- l'area di armatura longitudinale della sezione del pilastro A_l deve rispettare la seguente limitazione:

$$1\% \leq \frac{A_l}{b \cdot h} \leq 4\% \quad (5.8)$$

Tabella 5.6 – Sezioni definitive dei pilastri (unità in cm).

<i>Pilastro</i>	<i>Livello 1</i>	<i>Livello 2</i>	<i>Livello 3</i>	<i>Livello 4</i>	<i>Livello 5</i>
1	65x45	60x40	55x35	50x35	45x30
2	65x45	60x40	55x35	50x35	45x30
3	50x50	45x45	35x35	30x30	30x30
4	50x50	45x45	35x35	30x30	30x30
5	65x45	60x40	55x35	50x35	45x30
6	70x50	70x45	65x45	60x40	50x40
7	45x65	40x60	35x55	35x50	30x45
8	45x65	40x60	35x55	35x50	30x45
9	65x45	60x40	55x35	50x35	45x30
10	65x45	60x40	55x35	50x35	45x30
11	65x45	60x40	55x35	50x35	45x30
12	45x65	40x60	35x55	35x50	30x45
13	45x65	40x60	35x55	35x50	30x45
14	50x50	45x45	35x35	30x30	30x30
15	65x45	60x40	55x35	50x35	45x30
16	65x45	60x40	55x35	50x35	45x30
17	50x50	45x45	35x35	30x30	30x30
18	65x45	60x40	55x35	50x35	45x30
19	65x45	60x40	55x35	50x35	45x30

Tabella 5.7 – Sezioni definitive delle travi (unità in cm).

<i>Nodi i</i>	<i>Nodo j</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>Livelli</i>
1	2	30	50	Tutti
2	4	50	25	Tutti
5	6	40	70	1,2
5	6	30	70	3,4,5
6	8	50	25	Tutti
9	11	30	70	Tutti
11	13	50	25	Tutti
14	16	30	70	Tutti
17	19	30	50	Tutti
1	9	30	50	Tutti
2	11	30	60	Tutti
3	12	30	70	Tutti
4	13	30	50	Tutti
9	17	50	25	Tutti
10	18	50	25	Tutti
11	19	50	25	Tutti

Nella Tabella B.1 in Appendice B, sono riportati i dettagli dei pilastri, con l'indicazione del diametro, del passo e del numero di bracci delle staffe (Φ_{sw} , s_h e n°_b rispettivamente). La numerazione fa riferimento a Figura 5.1.

Nelle tabelle successive, in Appendice B, sono riportati i dettagli delle armature delle travi per ognuno dei livelli. L'armatura longitudinale A_s è indicata per i bordi superiore (Top) ed inferiore (Bottom) della trave, distinguendo le sezioni in sezioni di bordo (nodi iniziale e finale) e di mezzera. La numerazione fa riferimento a Figura 5.1.

5.2.1.5 CONFIGURAZIONI DELL'AGGREGATO EDILIZIO

La forma ad L della pianta della struttura test, piuttosto irregolare (anche nella distribuzione delle travi di piano), si presta molto bene allo studio ed all'analisi di eventuale martellamento esterno nel caso di edifici contigui. L'obiettivo è, infatti, quello di quantificare la distanza minima necessaria (spostamento relativo fra le strutture) affinché, nelle varie configurazioni dell'aggregato edilizio, sia scongiurata la possibilità di martellamento esterno. Al fine di indagare questo aspetto è stata definita la nomenclatura dei 5 nodi corrispondenti agli spigoli della pianta (Figura 5.8).

I lati dell'edificio esposti ad eventuali fenomeni di martellamento nel caso di costruzioni adiacenti sono 4 (come risulta evidente in Figura 5.8). Prendendo in considerazione ognuno di loro, risultano altrettante le configurazioni che l'aggregato edilizio può assumere, due a guisa di C e due a guisa di T (Mazza e Labernarda 2021b).

Considerando i due edifici adiacenti secondo il lato A-B, la configurazione esaminata è quella denominata T1 (Figura 5.9a); se i due edifici sono adiacenti lungo il lato A-E la configurazione risulta la T2 (Figura 5.9b).

Le configurazioni a guisa di C sono ottenute considerando gli edifici adiacenti lungo i lati B-C (configurazione C1 Figura 5.10a) e D-E (configurazione C2 Figura 5.10b).

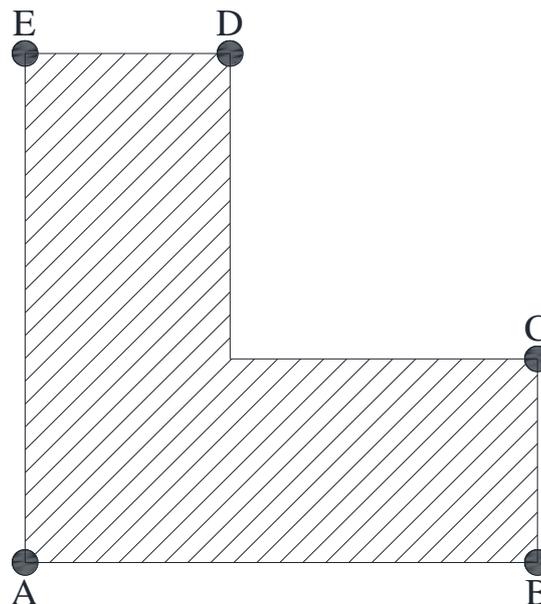


Figura 5.8 – Edificio nella sua configurazione originale.

5.2.2 ADEGUAMENTO SISMICO MEDIANTE ISOLAMENTO ALLA BASE

L'edificio in questione, come precisato ed illustrato in § 5.2.1.4, è progettato secondo il D. M. 16 gennaio 1996 (1996). Le normative adottate sono ormai obsolete e hanno condotto al dimensionamento di un'opera che, sottoposta alle azioni statiche e dinamiche previste dalle NTC08 (2008), mostra numerose carenze strutturali (sia per travi che pilastri).

I metodi per l'adeguamento sismico della struttura sono numerosi (si va infatti dalle classiche incamiciature in c.a. al confinamento di nodi con FRP o FRCM, fino ad arrivare al rinforzo di travi e pilastri stessi mediante FRP ed FRCM).

Tutti i metodi convenzionali citati mirano all'aumento della resistenza e/o duttilità degli elementi strutturali per raggiungere la performance minima da normativa. Essi in modo più o meno pesante risultano, comunque, abbastanza invasivi e non riducono le sollecitazioni derivanti dal sisma.

La soluzione adottata consiste, invece, nell'isolamento sismico a posteriori mediante isolatori a scorrimento. Ancorché questo tipo di intervento risulti piuttosto invasivo al livello di base dei pilastri del primo livello (implica, infatti, la realizzazione di un nuovo ordine di travi al di sotto delle quali posizionare gli isolatori), consente, però, di ridurre notevolmente la domanda sismica della struttura raggiungendo la performance minima di normativa senza intervenire sugli elementi strutturali (travi e pilastri a tutti i livelli).

Di seguito saranno descritti la geometria e la procedura di progettazione del sistema di isolamento necessario all'adeguamento sismico.

5.2.2.1 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Come precisato in precedenza, l'adeguamento sismico dell'edificio è stato raggiunto rispettando le prescrizioni delle NTC08 (2008).

La pericolosità sismica di base del sito è stata definita in ottemperanza alle NTC08 (2008), in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (a_g) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria di sottosuolo A) e con superficie topografica orizzontale (categoria topografica T_1). Alla base della procedura definita dalla norma sta la prefissata probabilità di eccedenza P_{VR} durante la vita di riferimento della struttura V_R . Quest'ultima è pari a 50 anni per il caso specifico; è, infatti, ottenuta moltiplicando la vita nominale V_N , pari a 50 anni per una struttura ordinaria, per il coefficiente d'uso c_u , pari ad 1.0 per la classe d'uso II della struttura in questione. I tre parametri necessari per la definizione delle forme spettrali per ogni stato limite sono i seguenti:

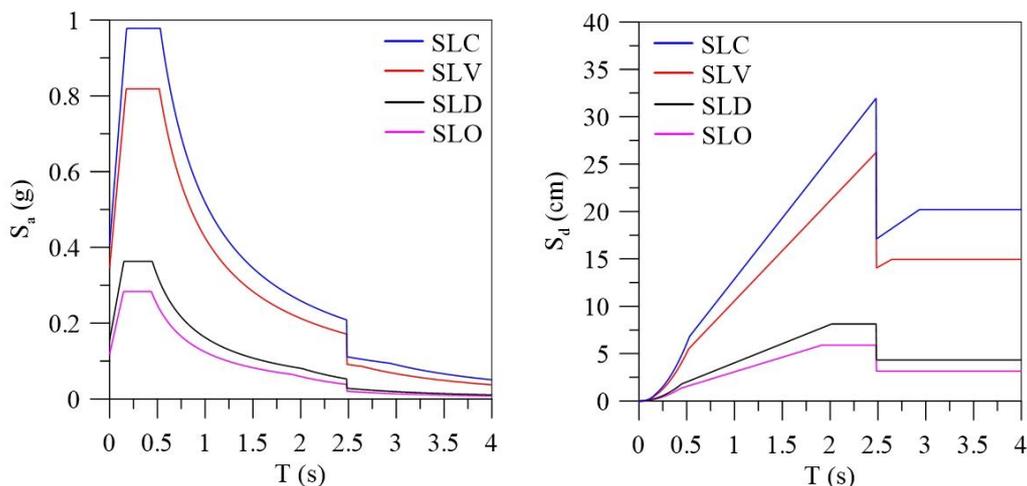
- a_g , ovvero l'accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 , ovvero il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* , ossia il periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri suddetti (Tabella 5.8) sono forniti una volta nota la localizzazione del sito; nel caso specifico la struttura, come già precisato in precedenza, è situata nella città de L'Aquila (provincia de L'Aquila) alla longitudine di 13.3944° E ed alla latitudine di 42.3660° N.

Tabella 5.8 – Parametri indipendenti per la determinazione delle azioni sismiche di progetto.

Stato limite	a_g	F_0	T_C^*	P_{VR}	T_R (anni)
SLC	0.334 g	2.400	0.360 s	5%	975
SLV	0.261 g	2.360	0.350 s	10%	475
SLD	0.104 g	2.330	0.280 s	63%	50
SLO	0.079 g	2.400	0.270 s	81%	30

La forma spettrale, per ogni stato limite, dipende anche dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno. A tener conto di ciò sono i coefficienti di amplificazione topografica (S_T) e di amplificazione stratigrafica (S_S). Il loro prodotto dà vita al coefficiente di amplificazione S . Nel caso particolare, la struttura si trova in condizione di superficie pianeggiante e quindi coefficiente S_T pari a 1.0; la stratigrafia del sito è scelta in modo da tenere conto di suolo moderatamente soffice, quindi categoria stratigrafica di tipo C (come definito dalle NTC08). Di seguito (Tabella 5.9) vengono riportati gli ulteriori parametri necessari alla definizione degli spettri elastici di progetto.



(a) Spettri di progetto in accelerazione.

(b) Spettri di progetto in spostamento.

Figura 5.11 – Spettri di risposta elastici in accelerazione e spostamento orizzontali per la struttura isolata.

In Figura 5.11 sono riportati lo spettro di progetto in accelerazione orizzontale e lo spettro di progetto in spostamento per ognuno dei 4 stati limite considerati. Sono stati calcolati seguendo la procedura descritta in NTC08 (2008) basandosi sui parametri sopra riportati assumendo un fattore di smorzamento viscoso equivalente $\xi=5\%$ fino ad un periodo T pari a 2.48 s (corrispondente a 0.8 volte il periodo di vibrazione della struttura T_{iso} pari a 3.10 s). Oltre questo periodo gli spettri sono stati calcolati assumendo $\xi=30\%$ (fattore di smorzamento viscoso del sistema di isolamento). Gli spettri riportati in Figura 5.11 sono relativi alla procedura di progetto e dimensionamento degli elementi strutturali e tengono conto, in modo sintetico, della presenza dei modi di vibrare superiori. Questi ultimi, non smorzati come il sistema d'isolamento, devono essere tenuti in considerazione per la progettazione della sovrastruttura in c.a.

Tabella 5.9 – Parametri dipendenti per la determinazione delle azioni sismiche di progetto.

Stato limite	S	T_B	T_C	T_D
SLC	1.220	0.177 s	0.530 s	2.936 s
SLV	1.330	0.173 s	0.520 s	2.643 s
SLD	1.500	0.149 s	0.447 s	2.016 s
SLO	1.500	0.146 s	0.437 s	1.915 s

Ulteriori dettagli sulla definizione dell'azione sismica e sugli spettri impiegati possono essere trovati in Mazza (2018b).

5.2.2.2 PROGETTAZIONE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO A SCORRIMENTO

La progettazione degli isolatori a scorrimento viene effettuata, in relazione alla fragilità del sistema rispetto a meccanismi di rottura legati al superamento della capacità ultima in spostamento, con riferimento alla domanda in condizioni di collasso (quindi allo SLC).

Il software di calcolo strutturale agli elementi finiti *Sismicad 12.1* (Sismicad 2012) è stato impiegato anche per una modellazione lineare equivalente degli isolatori a scorrimento. Quest'ultima è prevista e consentita dalla NTC08 (2008) e prevede che il comportamento del singolo dispositivo possa essere definito dalla rigidità secante K_{eff} (5.9), dal fattore di smorzamento viscoso equivalente ξ_{eff} (5.10) e che il periodo di isolamento T_{iso} possa essere calcolato come (5.11).

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{u_H} \quad (5.9)$$

$$\xi_{eff} = \frac{2\mu}{\pi \left(\mu + \frac{d_{dc}}{R} \right)} \quad (5.10)$$

$$T_{iso} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d_{dc}} \right)}} \quad (5.11)$$

Nelle espressioni precedenti: W indica il carico verticale agente sull'isolatore, μ rappresenta il coefficiente d'attrito (definito dalla ed.), R indica il raggio di curvatura della superficie sferica dell'interfaccia di scorrimento, d_{dc} rappresenta lo spostamento di progetto del baricentro del sistema di isolamento ricavato dallo spettro di progetto dello spostamento allo SLC, u_H è, invece, il generico spostamento orizzontale dell'isolatore (nella fase di calcolo di K_{eff} coincide con d_{dc}), g simboleggia l'accelerazione di gravità.

Il coefficiente d'attrito μ (espresso in percentuale) è una grandezza influenzata da molti fattori (§ 3.3.2.2); in questa fase si è tenuto conto dell'influenza del solo carico verticale mediante la seguente equazione (FIP 2013), il cui andamento è riportato in Figura 5.12:

$$\mu = 2.5 \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right)^{-0.834} ; \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right) > 0.1 \quad (5.12)$$

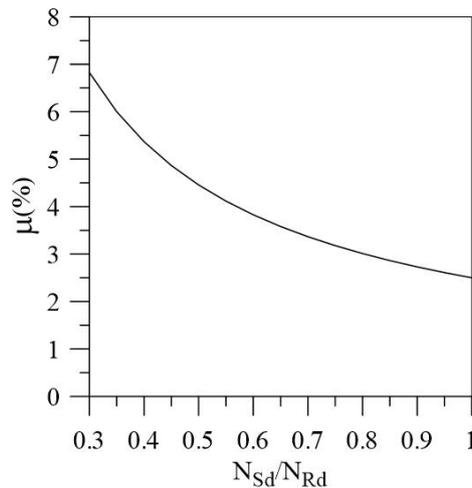


Figura 5.12 – Andamento del coefficiente d'attrito ad alta velocità in funzione del carico verticale.

Essa è il risultato di prove sperimentali nelle quali il coefficiente d'attrito ad alta velocità tiene conto della sola variabilità del carico verticale, su isolatori a scorrimento a basso coefficiente d'attrito. Nella (5.12) N_{Sd} ed N_{Rd} rappresentano, rispettivamente, il carico verticale agente sull'isolatore nella condizione quasi permanente ed il carico verticale massimo sopportabile dall'isolatore allo SLC.

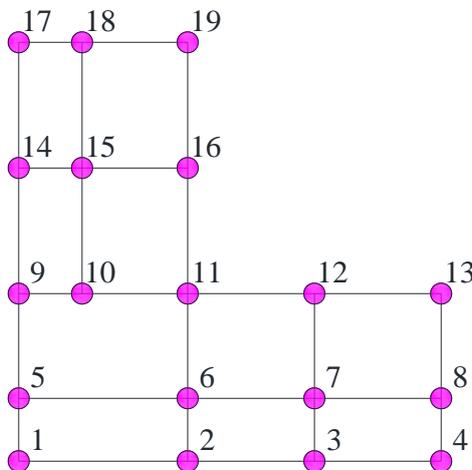


Figura 5.13 – Pianta del livello di isolamento.

L'adeguamento sismico mediante isolamento alla base prevede, come già precisato, la realizzazione di un impalcato rigido (costituito da travi e solai) posto alla base dei pilastri del primo livello. Al di sotto di quest'ultimo sono posizionati, in seguito, gli isolatori (a scorrimento nel caso specifico).

La procedura di progetto degli isolatori a scorrimento, la cui disposizione e numerazione in pianta è riportata in Figura 5.13, è illustrata di seguito:

- fissato il valore del periodo di isolamento T_{iso} , si ricava il valore dello spostamento di progetto del sistema di isolamento d_{dc} dallo spettro di risposta in termini di spostamento;
- il valore del coefficiente d'attrito μ scelto è considerato il medesimo per tutti gli isolatori;
- fissato il fattore di smorzamento viscoso equivalente ζ_{eff} , dalla (5.10) si ricava il valore del rapporto μ/d_{dc} ;
- il valore ottenuto viene sostituito nella (5.11) dalla quale si ottiene l'unica incognita, ovvero il raggio di curvatura R .

Tabella 5.10 – Parametri di progetto del sistema di isolamento (unità in m, cm, s e %).

R	ζ_{eff}	T_{iso}	d_{dc}	μ
4.5	0.30	3.1	21	4.5

I passaggi suddetti, sufficienti al dimensionamento degli isolatori a scorrimento in termini di raggio di curvatura, smorzamento e coefficiente d'attrito, presuppongono la conoscenza dell'entità del carico verticale agente sull'isolatore nella condizione quasi permanente N_{sd} . Esso è, però, ignoto nella fase di dimensionamento del sistema di isolamento, comprensivo dell'impalcato rigido da aggiungere alla base dei pilastri del primo livello.

A causa di ciò la procedura utilizzata assume carattere iterativo, ed i passi seguiti sono di seguito riportati nell'ordine di effettuazione:

1. i carichi verticali di primo tentativo N'_{sd} sono assunti pari agli sforzi normali alla base dei pilastri della struttura originaria a base fissa (senza impalcato rigido aggiuntivo e sistema di isolamento);
2. per ognuno degli isolatori, noto il valore di N'_{sd} , dalla (5.12) si ricava il valore del carico di progetto di primo tentativo N'_{rd} da utilizzare nel software;
3. a fine analisi, dai risultati del software si ricava il parametro α , pari al rapporto tra il carico verticale di secondo tentativo N''_{sd} ed N'_{rd} ;
4. dal parametro α si ottiene, per ogni isolatore, il carico di secondo tentativo N''_{sd} come prodotto fra α ed N'_{rd} ;
5. si ritorna al passo 2, calcolando il carico di progetto di secondo tentativo N''_{rd} e viene rieffettuata l'analisi ottenendo un nuovo valore di α ;
6. si procede come illustrato finché il valore di α non si mantiene costante tra due iterazioni successive e finché non risulta uguale per tutti gli isolatori (questa seconda condizione è necessaria per ottenere isolatori con lo stesso coefficiente d'attrito).

Dal punto di vista geometrico è necessario scegliere il diametro della calotta sferica di scorrimento D in modo da tale da impedire la fuoriuscita dell'elemento emisferico di diametro D_s (Figura 3.18a). Ciò è verificato se è soddisfatta la seguente relazione:

$$D > 2u_H + D_s \quad (5.13)$$

Il diametro della piastra superiore dell'isolatore deve essere determinato con lo scopo di proteggere la superficie di scorrimento (Figura 3.18a) dagli agenti esterni (5.14).

$$D_p = 2(D - D_s) + D_s = 2D - D_s \quad (5.14)$$

Al fine di impedire la fuoriuscita dell'elemento emisferico per effetto del massimo spostamento verticale, è necessario calcolare il massimo spostamento verticale (5.15) ed imporre che l'altezza della calotta sferica h rispetti la (5.16).

$$u_v = \frac{u_H^2}{2R} \quad (5.15)$$

$$h > u_v \quad (5.16)$$

È necessario, infine, verificare che il sistema abbia capacità di ricentraggio una volta raggiunto lo spostamento di progetto, soddisfacendo la (5.17).

$$\frac{u_H}{R} > \mu \quad (5.17)$$

I dispositivi devono essere dimensionati considerando anche le seguenti prescrizioni normative:

- il carico assiale (P) sull'isolatore non può mai essere di trazione;
- il carico assiale (P) sull'isolatore non può superare il carico massimo sopportabile (P_d);
- lo spostamento orizzontale (d) dell'isolatore non può superare il valore massimo tollerabile (d_{max}).

Le caratteristiche principali degli isolatori a scorrimento progettati sono riportate in Tabella 5.10 e Tabella 5.11.

Tabella 5.11 – Parametri di progetto del sistema di isolamento (unità in kN, kN/m e %).

Isolatore	N_{Sd}	N_{Rd}	μ	K_{eff}
1	729	1488	4.5	321
2	1091	2227	4.5	480
3	845	1725	4.5	372
4	508	1037	4.5	224
5	1167	2382	4.5	514
6	1851	3780	4.5	816
7	1545	3154	4.5	680
8	1026	2095	4.5	452
9	884	1804	4.5	389
10	1346	2747	4.5	593
11	1584	3233	4.5	698
12	1227	2504	4.5	540
13	752	1535	4.5	331
14	868	1772	4.5	382
15	1584	3234	4.5	698
16	1232	2516	4.5	543
17	503	1027	4.5	222
18	1020	2082	4.5	449
19	752	1535	4.5	331

5.3 RISULTATI NUMERICI PER LA VALUTAZIONE DEL MARTELLAMENTO ESTERNO

La scelta dell'input sismico è di primaria importanza con riguardo allo studio della risposta sismica non lineare di edifici in generale. La selezione, dunque, degli accelerogrammi da utilizzare nelle analisi è molto delicata ed è legata a numerosi fattori. In particolare, la normativa italiana (NTC18 2018), al pari di altre normative nazionali ed internazionali, prevede la possibilità di utilizzare accelerogrammi di tipo naturale, artificiale e generati. Gli unici accelerogrammi impiegati nelle analisi non lineari effettuate sono di tipo naturale. Le stesse norme consentono l'utilizzo di accelerogrammi naturali (registrati) purché la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia giustificata con riguardo alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente ed alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito. La sola selezione degli eventi sismici da impiegare nelle analisi non basta a definire compiutamente l'input sismico. È, infatti, necessario scalare opportunamente gli accelerogrammi scelti in modo che il loro spettro di risposta, nel campo di periodi d'interesse, approssimi al meglio lo spettro di progetto. In altre parole, essi devono rispettare il requisito della cosiddetta spettro-compatibilità. Tale requisito prevede che lo spettro di risposta del terremoto naturale sia coerente con lo spettro di risposta elastico (Iervolino et al., 2009). I criteri proposti in letteratura e nelle normative sono

molteplici ma, sicuramente, uno dei più impiegati ed affidabili consiste nel verificare la coerenza in termini di ordinata spettrale media; essa, infatti, non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% ed uno in eccesso superiore al 30% rispetto alla corrispondente ordinata dello spettro elastico, in tutti i punti all'interno dell'intervallo di periodi definito.

La normativa italiana vigente (NTC18 2018), la precedente (NTC08 2008) e quella europea (EC8 2004), con riferimento alla scelta di accelerogrammi per analisi dinamiche non lineari, raccomandano la selezione di almeno 7 gruppi di accelerogrammi naturali (nel caso specifico 7 coppie di accelerogrammi nelle due direzioni orizzontali principali) la cui accelerazione spettrale media approssimi lo spettro di progetto in un preciso intervallo di periodi. Ad ogni modo, la forte variabilità dello spettro di ognuno degli accelerogrammi può sensibilmente influenzare la valutazione della risposta sismica quando si usa un numero esiguo di accelerogrammi (Iervolino et al. 2009). Ciò richiede, quindi, particolari considerazioni sulla forma spettrale nella fase di selezione e di scalatura in modo da ottenere una stima più accurata della risposta inelastica della struttura nelle analisi dinamiche non lineari (Reyes e Kalkan 2012).

Nel lavoro riguardante il Caso Studio N.2 (Mazza e Labernarda 2021b) sono state impiegate le componenti orizzontali di terremoti *near-fault* (NF), con distanza epicentrale inferiore o al più uguale a 25 km, selezionati dal *Pacific Earthquake Engineering research center database* (PEER 2014). Dapprima è stato utilizzato un algoritmo (Shahi e Baker 2014) basato sull'analisi ondulatoria delle due componenti ortogonali al fine di classificare l'evento sismico come *pulse-type* (con presenza, quindi, di impulso di velocità) o non *pulse-type* (privo di impulso nella storia di velocità). Nello specifico viene calcolato un indicatore di impulso (PI) come combinazione lineare della massima velocità al suolo (PGV) e della CSV (*Cumulative Squared Velocity*) durante tutta la durata del terremoto. Un valore positivo di PI identifica il terremoto come *pulse-type*, un valore negativo come non *pulse-type* (NP). L'angolo d'incidenza dell'azione sismica β , in senso antiorario rispetto ad Est, viene calcolato utilizzando il medesimo approccio. Tutti i terremoti *pulse-type* sono stati ruotati di β nella direzione di massimo impulso. Questi ultimi sono stati, successivamente, analizzati mediante l'utilizzo dell'algoritmo proposto da Chang et al. (2019), con lo scopo di classificare i terremoti *pulse-type* in *acceleration pulse* (AP) ed in *non-acceleration pulse* (NAP). In particolare, l'algoritmo consente, tramite l'analisi ondulatoria, di trovare, in modo automatico, impulsi nella storia dell'accelerazione dell'evento sismico considerato.

La procedura prevede il calcolo dell'energia dell'impulso in accelerazione (EAP), per ciascuna componente orizzontale, mediante la seguente formula (5.18):

$$EAP = CSA(t_2) - CSA(t_1) = \frac{\int_{t_s}^{t_2} a^2(\tau) d\tau}{\int_{t_s}^{t_e} a^2(\tau) d\tau} - \frac{\int_{t_s}^{t_1} a^2(\tau) d\tau}{\int_{t_s}^{t_e} a^2(\tau) d\tau} \quad (5.18)$$

nella quale compaiono i seguenti termini:

- t_s e t_e rappresentano gli istanti iniziale e finale dell'impulso di velocità estratto mediante l'algoritmo proposto da Shahi e Baker (2014);

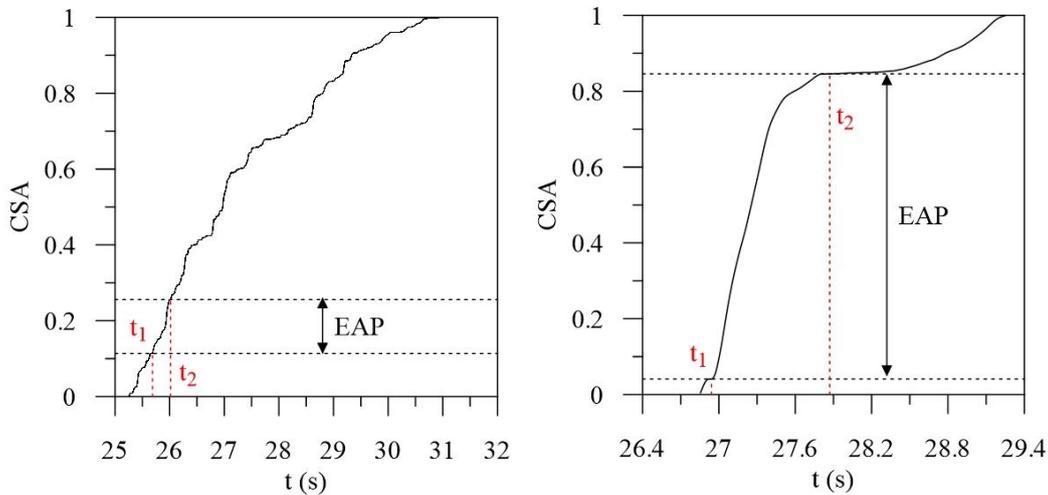
- t_1 e t_2 sono, invece, gli istanti iniziale e finale del mezzo ciclo dell'impulso nella storia dell'accelerazione, dopo aver identificato tutti gli istanti di nullo dell'accelerogramma estratto (tra t_s e t_e);
- CSA rappresenta la *Cumulative Squared Acceleration* ed è calcolata, per ogni componente orizzontale del sisma, come riportato in (5.18).

Il calcolo dell'energia dell'impulso in accelerazione (EAP) è stato effettuato per ognuno dei terremoti *pulse-type* ruotati nella direzione di massimo impulso, e per ognuna delle loro componenti orizzontali (equazioni (5.19) e (5.20)).

$$a_{g,X}(t) = a_{g,H1}(t)\cos\alpha - a_{g,H2}\sin\alpha \quad (5.19)$$

$$a_{g,Y}(t) = a_{g,H1}(t)\sin\alpha + a_{g,H2}(t)\cos\alpha \quad (5.20)$$

Ognuno di essi è stato, successivamente, classificato in *acceleration pulse* (AP) e *non-acceleration pulse* (NAP) in base al valore di EAP_{max} massimo fra le due componenti orizzontali. In particolare, i terremoti con EAP_{max} maggiore di 0.5 sono classificati come *acceleration pulse* (AP) (Figura 5.14b); quelli con EAP_{max} minore di 0.25 come *non-acceleration pulse* (NAP) (Figura 5.14a) e come ambigui quelli con EAP_{max} compreso fra 0.25 e 0.50. Nelle analisi seguenti si fa riferimento a 3 distinti gruppi di 7 terremoti: terremoti non *pulse-type* (NP), *acceleration pulse* (NP) e *non-acceleration pulse* (NAP); in quest'ultimo gruppo sono presenti anche terremoti classificati come ambigui.



(a) *Non-acceleration pulse* (NAP), Darfield (New Zealand) 2010, componente y (b) *Acceleration pulse* (AP), Denali (USA) 2002, componente x

Figura 5.14 – Esempio di terremoti *non-acceleration pulse* (NAP) (a) ed *acceleration pulse* (AP) (b).

Le principali informazioni relative agli eventi sismici selezionati ed analizzati sono contenute nelle Tabelle 7.1 e 7.2 per i terremoti non *pulse-type* (NP), nelle Tabelle 7.3 e 7.4 per i terremoti *acceleration pulse* (AP), e nelle Tabelle 7.5 e 7.6 per i *non-acceleration pulse* (NAP). In particolare, oltre al nome del terremoto e della stazione ed alla data, sono

riportate le seguenti informazioni: magnitudo momento (M_w), *peak ground acceleration* nelle due direzioni principali in pianta (PGA_x e PGA_y), i due impulsi principali (PI_1 e PI_2), il periodo dell'impulso principale (T_p), l'angolo d'incidenza dell'azione sismica (β), in senso antiorario rispetto ad Est, il valore massimo fra le due componenti orizzontali (EAP_{max}) ed il fattore di scala (SF). La procedura di scalatura degli accelerogrammi a disposizione è stata condotta con riferimento a quanto prescritto dalla normativa italiana (NTC18 2018). In particolare, nonostante, in linea di principio e come fatto per il Caso Studio N.1, sia possibile ottenere la spettro-compatibilità per ciascuna direzione del moto sismico differenziando tra loro i due fattori di scala, si è scelto di utilizzare un unico fattore di scala per le due componenti orizzontali dello stesso sisma.

Tabella 5.12 – Principali informazioni per i terremoti near-fault (NF) non pulse-type (NP).

Terremoto	Data	Stazione	M_w	PGA_x	PGA_y
Imperial Valley-06	1979	Bonds Corner	6.53	0.599 g	0.777 g
Imperial Valley-06	1979	Chihuahua	6.53	0.270 g	0.254 g
Landers	1992	Desert Hot Springs	7.28	0.171 g	0.154 g
Kobe	1995	Kakogawa	6.90	0.240 g	0.324 g
Tottori	2000	TTRH02	6.61	0.940 g	0.772 g
Darfield	2010	Christchurch Hospital	7.00	0.209 g	0.152 g
Darfield	2010	Pages Road Pumping Station	7.00	0.198 g	0.223 g

Si è, dunque, proceduto alla costruzione, per ogni coppia di registrazioni orizzontali, dello spettro SRSS (*Square Root of Sum of the Squares*), a partire dagli spettri elastici in accelerazione al 5% di smorzamento calcolati per ognuna delle due componenti orizzontali, come illustrato nell'equazione (5.21).

$$S_{a,SRSS}(T) = \sqrt{(S_{a,X}(T))^2 + (S_{a,Y}(T))^2} \quad (5.21)$$

Tabella 5.13 – Dati sulla classificazione e sulla scalatura dei terremoti near-fault (NF) non pulse-type (NP).

Terremoto	Data	Stazione	PI_1	PI_2	T_p (s)	β°	EAP_{max}	SF
Imperial Valley-06	1979	Bonds Corner	-7.29	-8.08	-	-	0.698	1.30
Imperial Valley-06	1979	Chihuahua	-6.67	-7.40	-	-	0.752	1.70
Landers	1992	Desert Hot Springs	-7.23	-9.09	-	-	0.636	2.40
Kobe	1995	Kakogawa	-9.23	-13.04	-	-	0.526	2.10
Tottori	2000	TTRH02	-1.50	-0.98	-	-	0.520	0.80
Darfield	2010	Christchurch Hospital	-4.93	-5.16	-	-	0.651	1.20
Darfield	2010	Pages Road Pumping Station	-2.60	-2.15	-	-	0.264	1.30

Si continua con la costruzione dello spettro medio SRSS, dato dalla media aritmetica dei singoli spettri SRSS costruiti in precedenza, per ciascuno dei tre gruppi di terremoti selezionati.

Infine, mediante un procedimento iterativo, sono stati calcolati i fattori di scala (SF) da applicare ad ognuna delle coppie di registrazioni affinché lo spettro medio SRSS approssimasse, secondo il criterio di spettro-compatibilità, lo spettro di progetto, calcolato come indicato dalla norma (NTC18, 2018), su suolo di tipo C allo SLC (come illustrato nel 5 alla Figura 5.11), amplificato di un opportuno coefficiente α .

Tabella 5.14 – Principali informazioni per i terremoti near-fault (NF) acceleration pulse (AP).

Terremoto	Data	Stazione	M_w	PGA_x	PGA_y
Imperial Valley-06	1979	El Centro – Meloland Geot. Array	6.53	0.317 g	0.298 g
Superstition Hills-02	1987	Parachute Test Site	6.54	0.432 g	0.384 g
Erzincan	1992	Erzincan	6.69	0.387 g	0.496 g
Kobe	1995	Port Island (0 m)	6.90	0.348 g	0.290 g
Denali	2002	TAPS Pump Station #10	7.90	0.333 g	0.297 g
Darfield	2010	HORC	7.00	0.450 g	0.477 g
Mayor-Cucapah	2010	Westside Elementary School	7.20	0.255 g	0.281 g

Tabella 5.15 – Dati sulla classificazione e sulla scalatura dei terremoti near-fault (NF) acceleration pulse (AP).

Terremoto	Data	Stazione	PI_1	PI_2	T_p (s)	β°	EAP_{max}	SF
Imperial Valley-06	1979	El Centro – Meloland Geot. Array	33.26	25.36	3.42	59	0.504	0.79
Superstition Hills-02	1987	Parachute Test Site	31.44	22.28	2.39	242	0.530	0.72
Erzincan	1992	Erzincan	26.17	18.49	2.66	21	0.625	0.74
Kobe	1995	Port Island (0 m)	11.47	5.39	2.83	332	0.729	0.60
Denali	2002	TAPS Pump Station #10	16.62	8.93	3.23	56	0.801	0.60
Darfield	2010	HORC	2.96	0.97	9.92	16	0.545	0.66
Mayor-Cucapah	2010	Westside Elementary School	3.04	5.50	7.98	311	0.537	1.35

Il valore del coefficiente α è assunto pari ad 1.3, così come raccomandato dalla normativa italiana vigente (NTC18 2018) e dalla normativa europea (EC8 2004). La coerenza spettrale è raggiunta se lo spettro medio SRSS così ottenuto, nell'intervallo di periodi significativo, risulta sempre maggiore o uguale allo spettro di riferimento, ottenuto come prodotto tra lo spettro elastico di progetto ed il coefficiente α .

L'intervallo di periodi all'interno del quale controllare la coerenza spettrale è dato dal range che varia da $0.15s$ ad $1.2T_{iso}$, dove T_{iso} indica il periodo di isolamento (pari a $3.1s$ nel caso analizzato).

Tabella 5.16 – Principali dati per i terremoti near-fault (NF) non-acceleration pulse (NAP).

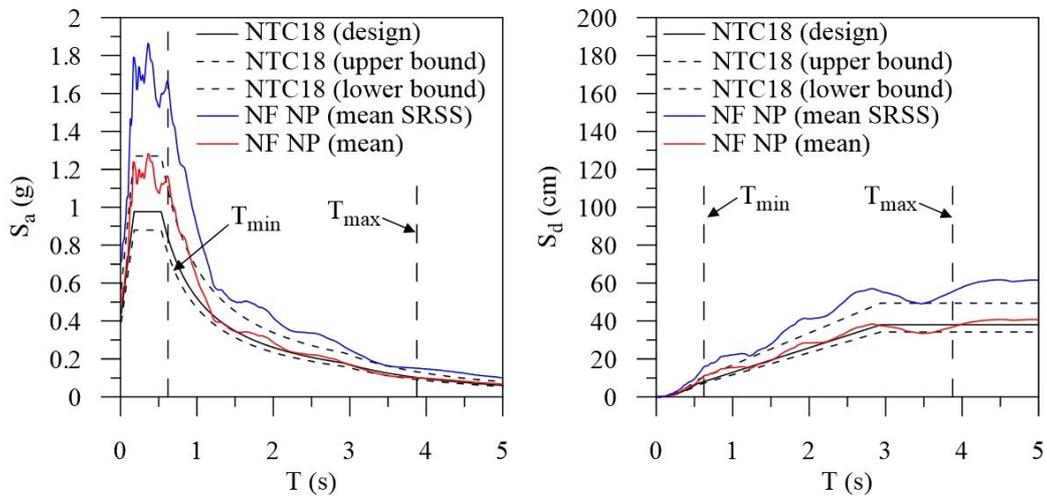
Terremoto	Data	Stazione	M_w	PGA_x	PGA_y
Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #6	6.53	0.529 g	0.383 g
Imperial Valley-06	1979	El Centro Differential Array	6.53	0.353 g	0.481 g
Kobe	1995	Takarazuka	6.90	0.697 g	0.614 g
Kocaeli	1999	Yarimca	7.51	0.227 g	0.322 g
Duzce	1999	Duzce	7.14	0.404 g	0.515 g
Darfield	2010	DSLCL	7.00	0.257 g	0.237 g
Darfield	2010	TPLC	7.00	0.300 g	0.208 g

Tabella 5.17 – Dati sulla classificazione e sulla scalatura dei terremoti near-fault (NF) non-acceleration pulse (NAP).

Terremoto	Data	Stazione	PI_1	PI_2	T_p (s)	β°	EAP_{max}	SF
Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #6	25.50	22.46	4.13	228	0.374	0.90
Imperial Valley-06	1979	El Centro Differential Array	7.45	10.72	6.27	253	0.353	1.30
Kobe	1995	Takarazuka	6.62	6.62	1.81	301	0.428	1.00
Kocaeli	1999	Yarimca	22.95	22.95	5.31	25	0.405	1.00
Duzce	1999	Duzce	11.20	11.20	6.88	131	0.286	1.00
Darfield	2010	DSLCL	14.21	20.19	7.83	44	0.142	1.30
Darfield	2010	TPLC	4.71	6.33	7.88	354	0.157	1.20

L'estremo inferiore dell'intervallo di spettro-compatibilità (T_{min}) è stato posto pari a $0.2T_{iso}$ (EC8 2004) per evitare di considerare una zona del range di periodi che avrebbe comportato difficoltà nel raggiungimento della spettro-compatibilità, tenendo presente che riguarda periodi lontani da quelli propri di una struttura isolata alla base. In virtù di questo, il range all'interno del quale è stata effettuata la scalatura va da $0.62s$ (T_{min}) a $3.72s$ (T_{max}). I fattori di scala ottenuti dalla procedura descritta sono riportati nelle tabelle precedenti per ognuno dei tre gruppi di terremoti analizzati.

Nella Figura 5.15 sono riportati gli spettri in termini di accelerazioni (a) e spostamento (b) ottenuti dalla procedura di scalatura dei terremoti near-fault (NF) non pulse-type (NP). In nero è riportato lo spettro elastico di normativa (NTC18 2018); le linee nere tratteggiate sono relative all'intervallo di spettro-compatibilità previsto dalle NTC18 (2018), cioè +30% e -10% dello spettro elastico di normativa. La curva in rosso rappresenta lo spettro medio, calcolato come media aritmetica degli spettri di ognuna delle singole componenti dei 7 terremoti scalati. La linea in blu, infine, rappresenta lo spettro medio SRSS, calcolato come spiegato precedentemente.



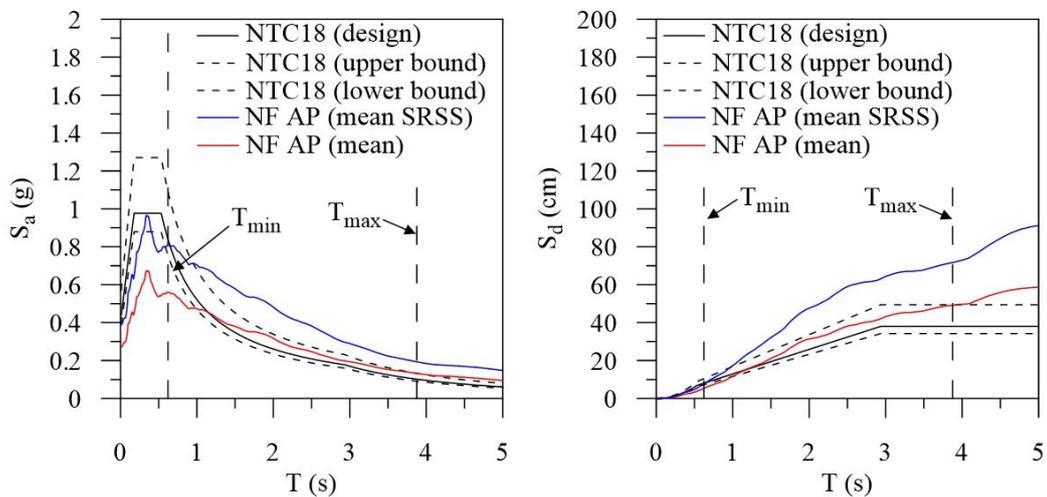
(a) Accelerazione

(b) Spostamento

Figura 5.15 – Confronto tra spettro elastico di progetto e spettro medio degli accelerogrammi scalati, in termini di accelerazione (a) e di spostamento (b), per terremoti near-fault (NF) non pulse-type (NP).

Le stesse curve sono illustrate per i terremoti near-fault (NF) acceleration pulse (AP) in Figura 5.16, e per i terremoti near-fault (NF) non-acceleration pulse (NAP) in Figura 5.17.

Si può notare come, per ognuno dei tre gruppi di terremoti analizzati, la spettro-compatibilità sia garantita all'interno del range di periodi significativo.



(a) Accelerazione

(b) Spostamento

Figura 5.16 – Confronto tra spettro elastico di progetto e spettro medio degli accelerogrammi scalati, in termini di accelerazione (a) e di spostamento (b), per terremoti near-fault (NF) acceleration pulse (AP).

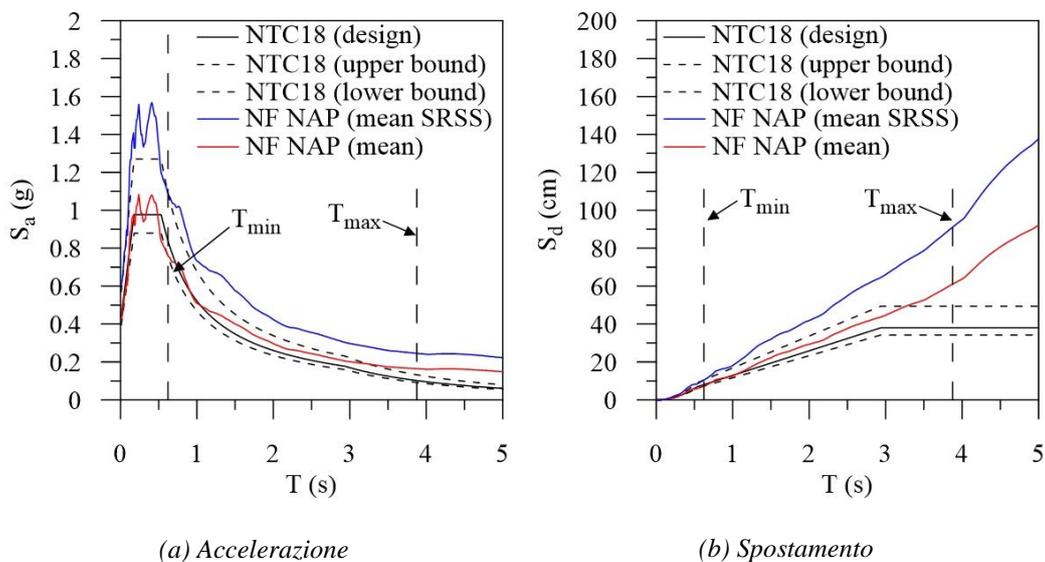


Figura 5.17 – Confronto tra spettro elastico di progetto e spettro medio degli accelerogrammi scalati, in termini di accelerazione (a) e di spostamento (b), per terremoti near-fault (NF) non-acceleration pulse (NAP).

5.3.1 PARAMETRI DI PROGETTO

Le analisi dinamiche non lineari sono state effettuate mediante un programma di calcolo numerico (Mazza e Mazza 2012) all'interno del quale sono stati implementati due diversi modelli meccanici degli isolatori a scorrimento (CSSBs) utilizzati per l'adeguamento sismico dell'edificio esistente in c.a. descritto nel 5.

In particolare, sono stati considerati:

- un modello semplificato (FP1) nel quale il coefficiente d'attrito μ è costante e non dipende da nessun parametro;
- un modello avanzato (FP2) nel quale il coefficiente d'attrito μ dipende dalla velocità di scorrimento (v), dal carico assiale sull'isolatore (P), dal calore sviluppato all'interfaccia di scorrimento (c) e dalle fasi di primo distacco e di inversione del moto (equazione (3.84)).

I parametri geometrici e meccanici degli isolatori impiegati sono sintetizzati nella Tabella 5.11; essi sono stati dimensionati facendo in modo che, sotto il carico statico, avessero lo stesso coefficiente d'attrito μ e lo stesso raggio di curvatura R pari, rispettivamente a 4.5% e 4.5 m.

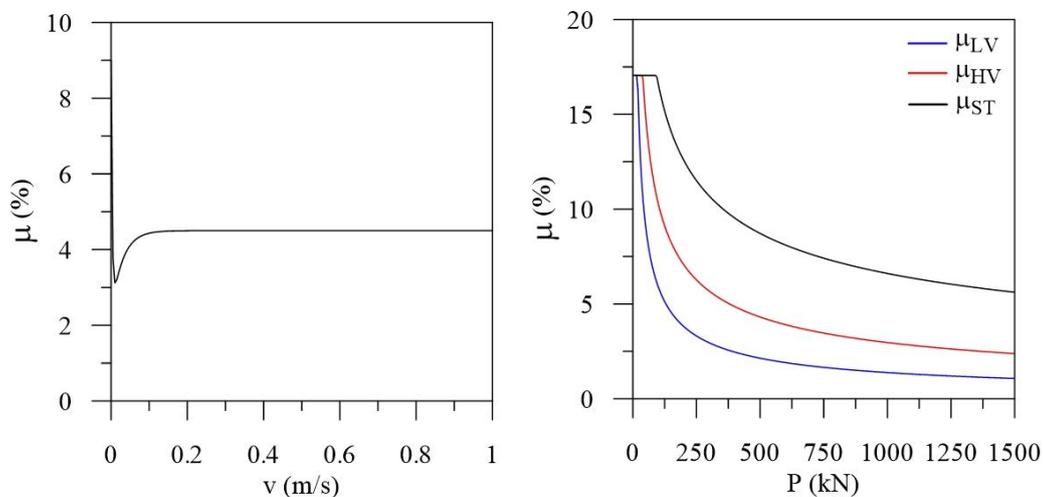
I parametri relativi alla modellazione avanzata degli CSSBs sono riportati nella Tabella 5.18; gli esponenti della parte relativa alla variabilità in funzione della velocità di scorrimento (α_{dyn} e α_{St}) sono assunti pari a 35 e 350 s/m (Gandelli et al. 2019), mentre il coefficiente A_{HV} (relativo all'attrito ad alta velocità) è assunto pari al valore del coefficiente d'attrito di progetto degli isolatori. I coefficienti A_{LV} ed A_{ST} sono assunti pari, rispettivamente, a $0.5A_{HV}$ (Kumar et al. 2014) e a $2A_{HV}$ (Fagà et al. 2015). Gli altri parametri sono stati definiti come in Gandelli et al. (2019).

Tabella 5.18 – Valore dei parametri per il modello avanzato (FP2) degli isolatori a scorrimento.

Parametro	Valore
α_{dyn} (s/m)	35
α_{St} (s/m)	350
A_{HV}	0.045
A_{LV}	0.0225
A_{ST}	0.090
n_{HV}	0.46
n_{LV}	0.37
n_{ST}	0.60
c_{ref} (kNm ² /s)	4.078E04
γ	0.60

Come si può notare dalla Figura 5.18b, il coefficiente d'attrito cresce molto rapidamente al diminuire del carico assiale (P); esso non può, però, superare un valore massimo pari al 17.047% fornito dal produttore (FIP 2013).

La dipendenza del coefficiente d'attrito (μ) dalla velocità di scorrimento (v) è descritta dal grafico in Figura 5.18a, nella quale si nota un aumento piuttosto repentino del coefficiente d'attrito (μ) per valori di velocità che vanno da 0.05 a 0.2 m/s, con un andamento costante per valori di velocità superiori (Constantinou et al. 1990).



(a) Constantinou et al. 1990

(b) Gandelli et al. 2019

Figura 5.18 – Variabilità del coefficiente d'attrito: con la velocità (a); con il carico assiale (b).

L'effetto della temperatura all'interfaccia di scorrimento sul coefficiente d'attrito (μ) è tenuto in conto tramite la funzione $f_t(c)$ (Figura 5.19b). Quest'ultima consente di considerare la diminuzione del coefficiente d'attrito (μ) all'aumentare del calore sviluppato (e quindi dell'innalzamento della temperatura) all'interfaccia di scorrimento.

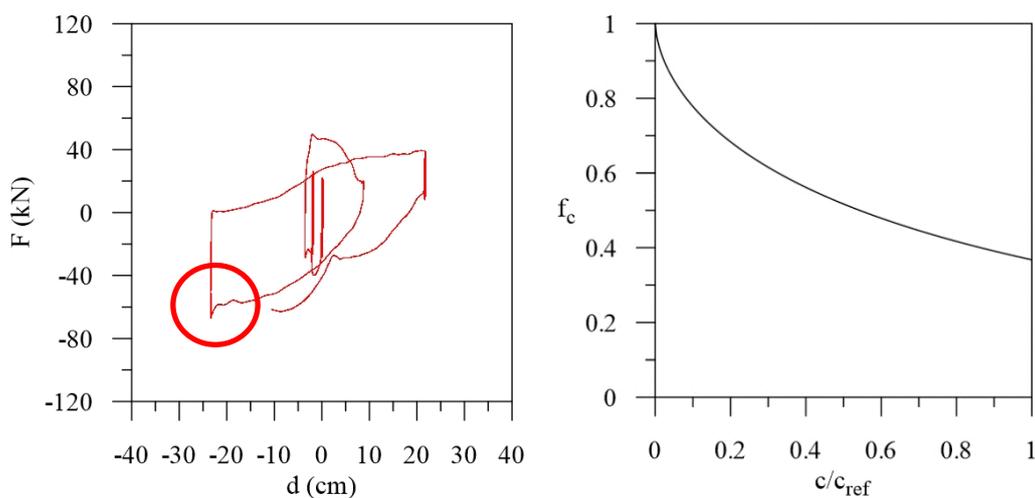
L'effetto del primo distacco e dell'inversione del moto è tenuto in conto nella (3.84). Si può notare che all'inversione del moto (cerchio in rosso in Figura 5.19a) si ha un incremento del coefficiente d'attrito (μ). La rappresentazione più completa del coefficiente

d'attrito (μ), in funzione del carico assiale (P) e della velocità di scorrimento (v), è riportata in Figura 5.20.

Un modello a plasticità concentrata descrive il comportamento non lineare delle travi in c.a. alle estremità, dove ci si aspetta le deformazioni plastiche. In particolare, sono stati considerati due elementi in parallelo, uno elastico perfettamente plastico ed uno lineare elastico, assumendo un legame momento-curvatura bilineare con rapporto d'incrudimento pari al 5%. Per i pilastri è, invece, adottato un dominio d'interazione tra sforzo normale e momento biassiale linearizzato multi-superficie (Mazza e Mazza 2012).

La deformazione tagliante è trascurata per tutti gli elementi in c.a., mentre le rigidità assiali e flessionali sono state, ovviamente, considerate utilizzando un modulo elastico pari a 31500 MPa. Ulteriori dettagli sulla modellazione degli elementi in c.a. e sulla calibrazione dello stesso possono essere trovati in (Mazza e Mazza 2010, Mazza 2014a).

La matrice di smorzamento $[C]$ della sovrastruttura è ottenuta dalla combinazione lineare delle matrici delle masse $[M]$ e delle rigidità $[K]$, facendo riferimento all'ipotesi di *Rayleigh*, considerando un fattore di smorzamento viscoso equivalente (Makris e Chang 2000) pari all'1% sia in direzione orizzontale (ζ_H) che verticale (ζ_V) per i casi in cui la struttura è a base isolata, mentre vale il 5% per i casi in cui la struttura viene analizzata a base fissa.



(a) Gandelli et al. 2019

(b) Gandelli et al. 2019

Figura 5.19 – Variabilità del coefficiente d'attrito: con il primo distacco e l'inversione del moto (a); con il calore sviluppato all'interfaccia di scorrimento (b).

La determinazione della matrice di smorzamento dipende anche dalla direzione della componente dominante dell'input sismico considerato nelle analisi. In tutte le analisi effettuate, i cui risultati sono riportati e discussi nel prosieguo, sono state considerate solo le componenti orizzontali del sisma, ragion per cui, nel calcolo di $[C]$, sono considerati i primi due modi in direzione orizzontale ($T_{1,H1}$ e $T_{1,H2}$).

Al fine di effettuare analisi dinamiche non lineari corrette è necessario che il passo d'integrazione delle equazioni del moto (Δt) sia minore, o al più uguale, al passo di

campionamento dell'accelerogramma. A tal proposito il passo d'integrazione impiegato in tutte le analisi non lineari effettuate è pari a 0.005s.

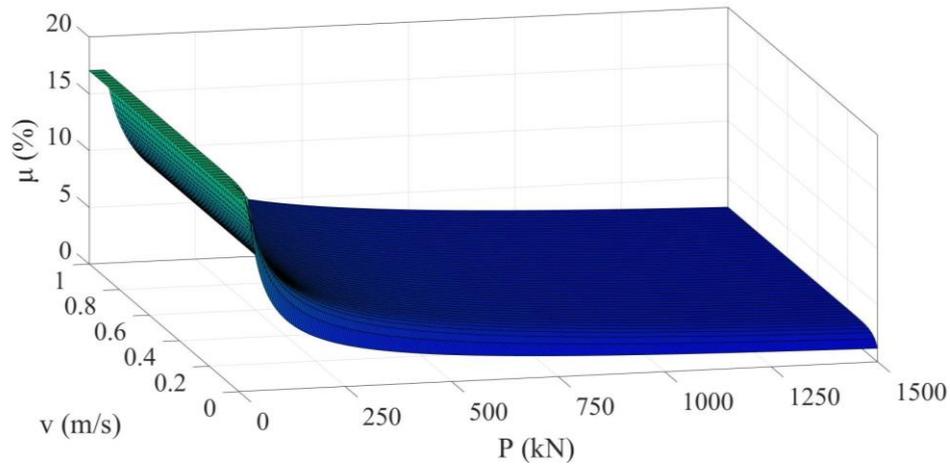


Figura 5.20 – Rappresentazione grafica della variabilità del coefficiente d'attrito in funzione di velocità e carico assiale secondo la (3.84).

5.3.2 RISPOSTA SISMICA NON LINEARE DELLE STRUTTURE A BASE FISSA

In questa sezione sono riportati i risultati relativi alla struttura esistente in c.a. descritta nel 5 al § 5.2.1, soggetta ai terremoti selezionati in precedenza al variare della configurazione in pianta, come riportato in § 5.2.1.5.

Nelle analisi effettuate sono stati analizzati i seguenti parametri relativi alla risposta strutturale:

- *drift* di piano, calcolato, per ognuno dei pilastri in corrispondenza dei nodi monitorati (Figura 5.8) e per ogni istante dell'analisi, come rapporto percentuale fra la differenza di spostamento in testa ed al piede e l'altezza del pilastro stesso;
- torsione di piano, calcolata per ogni piano come in (5.22);

$$\Delta(t) = |u_{A,Y}(t) - u_{B,Y}(t)| \quad (5.22)$$

dove $u_{A,Y}$ ed $u_{B,Y}$ rappresentano gli spostamenti in direzione y dei nodi monitorati A e B, per come indicati in Figura 5.8.

Per ognuno dei piani della struttura considerata, viene calcolato il massimo *drift* di piano come valore massimo fra quelli relativi ai pilastri monitorati ad ogni istante. La stessa procedura è utilizzata per la torsione di piano; in particolare, il valore massimo su tutta la storia temporale costituisce la torsione massima di piano, mentre il valore all'ultimo istante dell'analisi costituisce il valore residuo. I valori medi delle 3 grandezze indagate sono calcolati come media aritmetica dei massimi sui 7 terremoti utilizzati.

Nella Figura 5.21 sono illustrati i valori medi del *drift* di piano lungo l'altezza per la struttura in c.a. a base fissa per la configurazione di riferimento (vedasi Figura 5.8) e per le configurazioni simmetriche T1 e T2 (vedasi Figura 5.9) e C1 e C2 (vedasi Figura 5.10).

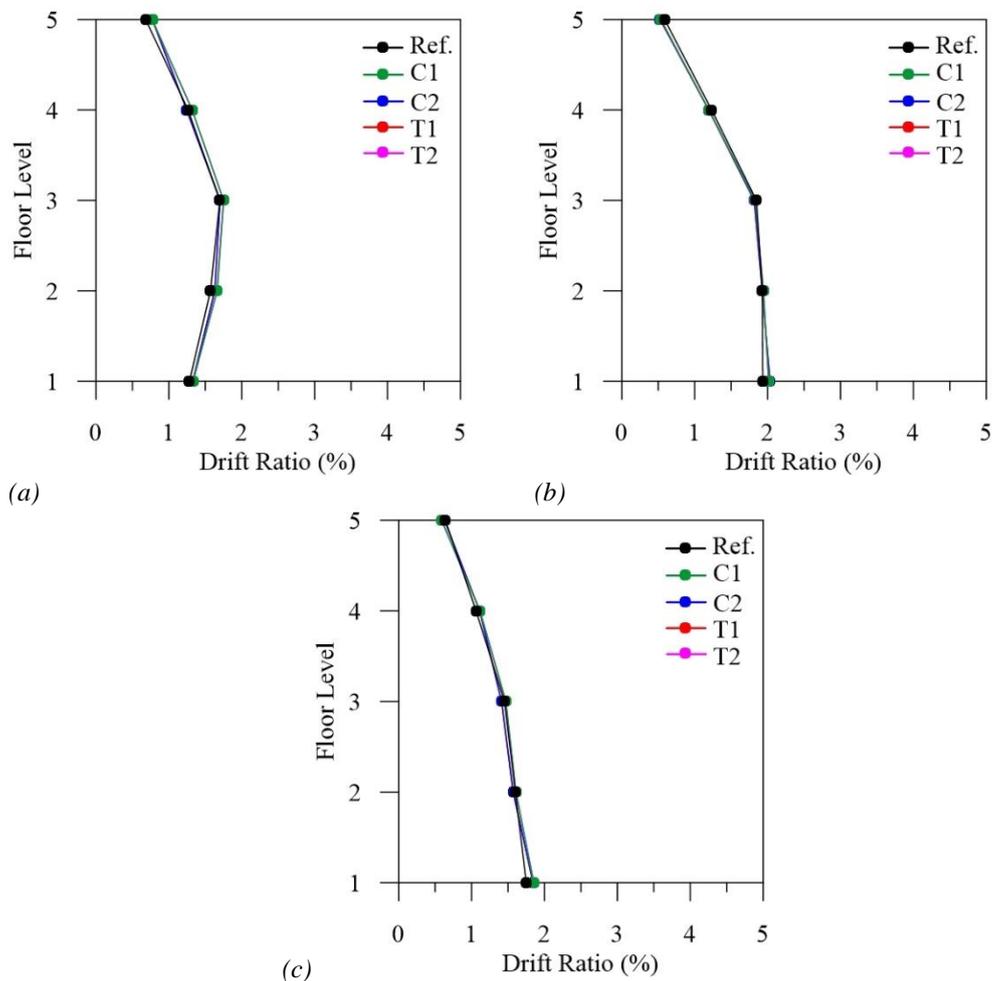


Figura 5.21 – Valori medi del drift di piano per la struttura a base fissa, al variare della configurazione in pianta, per terremoti *no pulse-type* (a), *acceleration pulse* (b) e *non-acceleration pulse* (c).

Osservando la Figura 5.21a, relativa al caso di terremoti *no pulse-type* (NP), si osserva un andamento crescente del *drift* medio di piano salendo dal piano terra al livello 3, dove si raggiunge un valore massimo pari al 2% circa. La tendenza si inverte salendo fino al livello 5. Non si notano apprezzabili differenze al variare della configurazione in pianta dell'edificio. Un andamento costante del *drift* medio di piano si ha in Figura 5.21b, nella quale sono riportati i risultati relativi ai terremoti *acceleration pulse* (AP). I primi 3 livelli, infatti, sono caratterizzati da un valore del drift leggermente superiore al 2%. Si hanno valori più bassi agli ultimi due livelli. Anche in questo caso, non si osservano apprezzabili differenze al variare della configurazione in pianta analizzata. Infine, la Figura 5.21c riporta i risultati, in termini di *drift* medio di piano, relativi ai terremoti *non-acceleration pulse* (NAP). Si osserva un andamento decrescente del *drift* medio di piano

con l'altezza; infatti il valore massimo è registrato al piano terra (circa il 2%), mentre il valore minimo è ottenuto in corrispondenza del livello 5 (0.8% circa). Anche in questo caso, non si segnalano evidenti differenze al variare della configurazione in pianta.

Si può notare che, seppur in modo abbastanza leggero, il tipo di terremoto impiegato nelle analisi influenza la distribuzione in elevazione del *drift* medio di piano, creando, nel caso dei terremoti *acceleration pulse* (AP), il massimo danneggiamento ai primi 3 livelli. Valori simili sono da segnalare agli ultimi due livelli per le tre categorie di terremoto indagate.

In Figura 5.22 sono illustrati i valori medi della torsione massima di piano per la struttura in c.a. a base fissa per la configurazione di riferimento (vedasi Figura 5.8) e per le configurazioni simmetriche T1 e T2 (vedasi Figura 5.9) e C1 e C2 (vedasi Figura 5.10).

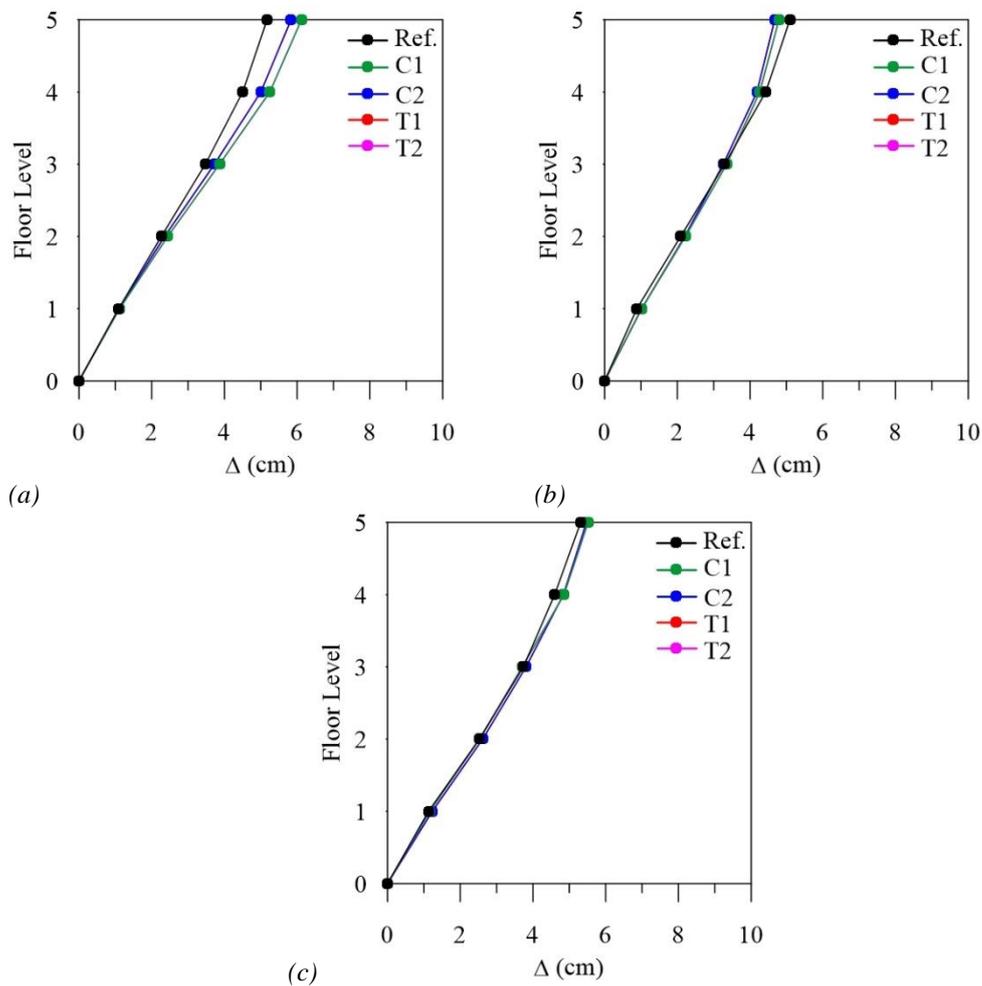


Figura 5.22 – Valori medi della torsione massima di piano per la struttura a base fissa, al variare della configurazione in pianta, per terremoti *no pulse-type* (a), *acceleration pulse* (b) e *non-acceleration pulse* (c).

Dall'analisi della Figura 5.22a, relativa al caso di terremoti *non pulse-type* (NP), si deduce un andamento crescente della torsione massima di piano con l'altezza, partendo dal valore nullo in corrispondenza del piano di fondazione, fino a raggiungere un valore

massimo di circa 6 cm in corrispondenza del livello 5. Lievi differenze si notano al variare della configurazione in pianta analizzata dal livello 3 al livello 5. Le stesse considerazioni possono essere fatte nel caso dei terremoti *acceleration pulse* (AP) (Figura 5.22b), e nel caso dei terremoti *non-acceleration pulse* (NAP) (Figura 5.22c). I valori della torsione massima in elevazione, infatti, sono molto simili a quelli registrati per i terremoti non *pulse-type* (NP). Sono presenti alcune differenze per quanto concerne i valori massimi raggiunti (circa 6 cm nel caso dei terremoti non *pulse-type* (NP), poco più di 5 cm nel caso dei terremoti *acceleration pulse* (AP) e *non-acceleration pulse* (NAP)). In questi ultimi due casi non ci sono apprezzabili differenze al variare della configurazione in pianta analizzata.

In Figura 5.23 sono illustrati i valori medi della torsione residua di piano per la struttura in c.a. a base fissa per la configurazione di riferimento (vedasi Figura 5.8) e per le configurazioni simmetriche T1 e T2 (vedasi Figura 5.9) e C1 e C2 (vedasi Figura 5.10).

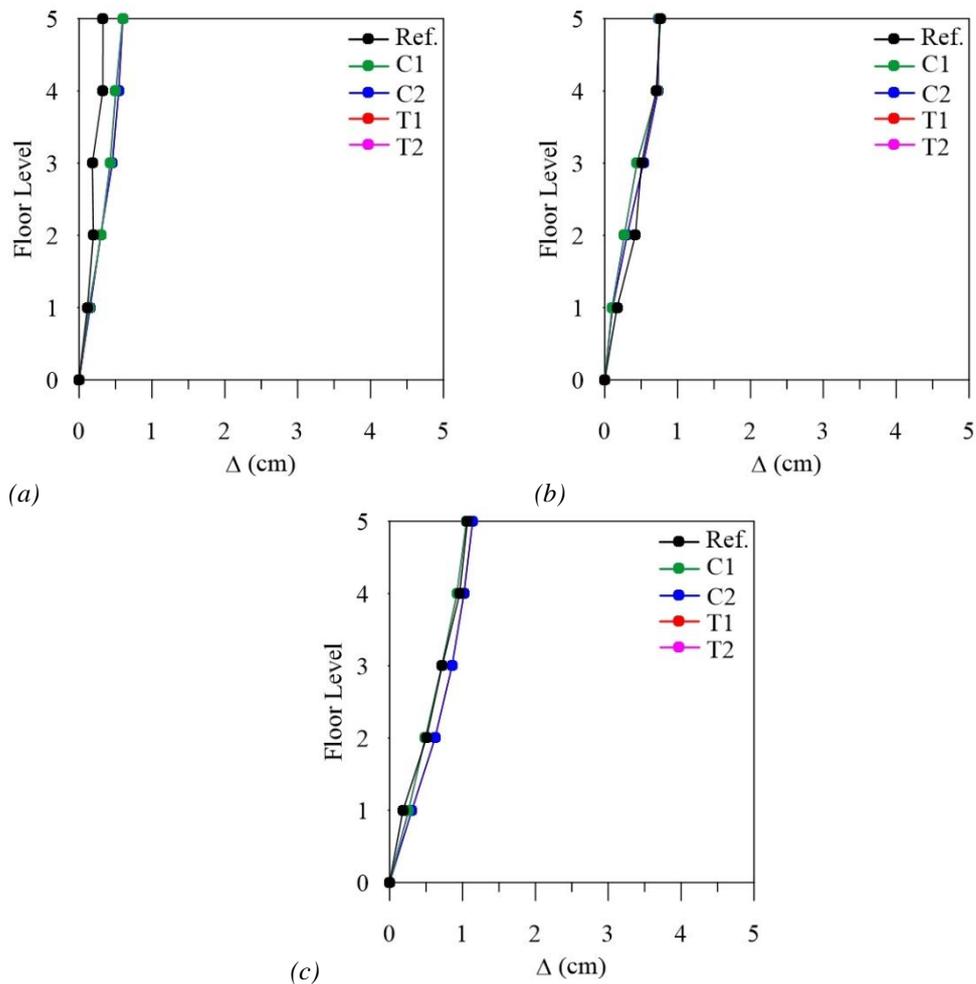


Figura 5.23 – Valori medi della torsione residua di piano per la struttura a base fissa, al variare della configurazione in pianta, per terremoti non *pulse-type* (a), *acceleration pulse* (b) e *non-acceleration pulse* (c).

La Figura 5.23a illustra i risultati, in termini di valori medi della torsione residua di piano, relativi ai terremoti non *pulse-type* (NP). È ben evidente il fatto che i valori di

torsione residua di piano sono molto bassi (massimo 0.5 cm) a tutti i livelli, con un andamento crescente dal piano di fondazione al tetto. La configurazione in pianta dell'edificio, in questo caso, influenza la risposta; agli ultimi 3 livelli, infatti, la configurazione di riferimento (curva in nero nella figura) evidenzia valori pari a circa il 50% di quelli relativi alle altre configurazioni indagate. Nel caso dei terremoti *acceleration pulse* (AP) (Figura 5.23b), l'andamento crescente in elevazione si mantiene, cambiando, anche se di poco, i valori raggiunti dalla torsione residua di piano (circa 0.7 cm). In questo caso la variabilità della configurazione in pianta non influenza la risposta. Si possono trarre le medesime considerazioni sull'andamento in elevazione della torsione residua di piano per il caso dei terremoti *non-acceleration pulse* (NAP) (Figura 5.23c). A differenza dei due casi precedenti, però, i valori sono leggermente più elevati (si arriva ad 1 cm in corrispondenza del livello 5). Anche in questo caso la variabilità della configurazione in pianta non influenza la risposta. È, ad ogni modo, da segnalare che, per tutti e tre i casi analizzati, i valori della torsione residua di piano sono piuttosto esigui.

5.3.3 RISPOSTA SISMICA NON LINEARE DELLE STRUTTURE A BASE ISOLATA

In questa sezione sono riportati i risultati relativi alla struttura esistente in c.a., adeguata sismicamente mediante isolatori a scorrimento, descritta nel 5 al § 0, soggetta ai terremoti selezionati in precedenza al variare della configurazione in pianta, come riportato in § 5.2.1.5. Sono analizzati anche i due modelli meccanici impiegati per gli isolatori a scorrimento, così come definiti al § 3.

In Figura 5.24 sono illustrati i valori medi del *drift* di piano per la struttura a base isolata per la configurazione di riferimento (vedasi Figura 5.8) e per le configurazioni simmetriche T1 e T2 (vedasi Figura 5.9) e C1 e C2 (vedasi Figura 5.10), per i due modelli meccanici impiegati per gli isolatori a scorrimento (le figure a sinistra sono relative al modello FP1, quelle a destra al modello FP2).

Osservando la Figura 5.24a, relativa al caso di modello FP1 per gli isolatori a scorrimento e terremoti non *pulse-type* (NP), si nota che il *drift* di piano ha un andamento pressoché costante con l'altezza, con i valori massimi (pari a circa lo 0.7%) in corrispondenza dei livelli 2 e 3. Un andamento analogo si ritrova nel caso del modello FP2 per gli isolatori a scorrimento (Figura 5.24b). Si possono osservare leggere differenze, al variare della configurazione in pianta, solo per i primi 2 livelli; in corrispondenza di questi ultimi, infatti, la configurazione C2 evidenzia i valori minori di *drift* di piano.

Si nota un lieve incremento del *drift* di piano passando al caso di terremoti *acceleration pulse* (AP), per entrambe le modellazioni degli isolatori a scorrimento (modello FP1 in Figura 5.24c, modello FP2 in Figura 5.24d). In questo caso la variabilità della configurazione in pianta dell'edificio non influenza la risposta.

Un incremento più significativo del *drift* di piano si osserva nel caso di terremoti *non-acceleration pulse* (NAP), per entrambe le modellazioni degli isolatori a scorrimento (modello FP1 in Figura 5.24e, modello FP2 in Figura 5.24f). Si nota, infatti, che, rispetto ai due casi precedenti, il *drift* di piano supera il valore dell'1% sia considerando il modello FP1 (solo al livello 1) che il modello FP2 (ai livelli 1 e 2). La variabilità della

configurazione in pianta è ininfluenza nel caso del modello FP1 (Figura 5.24e), mentre influisce leggermente sulla distribuzione in elevazione del *drift* di piano nel caso del modello FP2 (Figura 5.24f). In sintesi, se ne evidenzia un aumento passando dal modello semplificato FP1 a quello avanzato FP2. Considerando la tipologia di terremoto indagato, i valori minori si hanno nel caso dei terremoti *non-pulse-type* (NP), i maggiori si hanno nel caso dei terremoti *non-acceleration pulse* (NAP), mentre valori intermedi si ottengono per i terremoti *acceleration pulse* (AP).

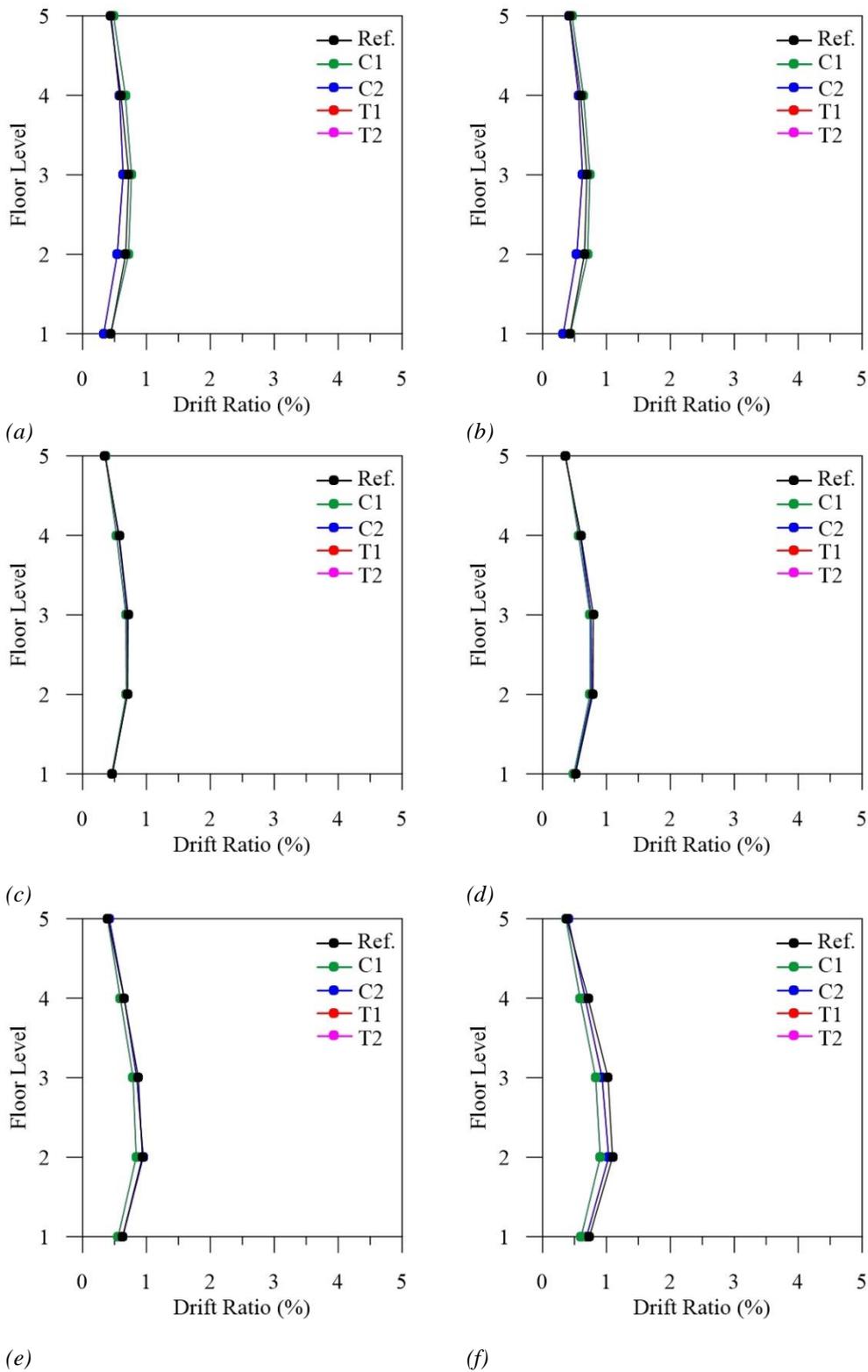
In Figura 5.25 sono riportati i valori medi della torsione di piano della struttura a base isolata per la configurazione di riferimento (vedasi Figura 5.8) e per le configurazioni simmetriche T1 e T2 (vedasi Figura 5.9) e C1 e C2 (vedasi Figura 5.10), per i due modelli meccanici impiegati per gli isolatori a scorrimento (le figure a sinistra sono relative al modello FP1, quelle a destra al modello FP2). I risultati mostrati in Figura 5.25a, nel caso di modello meccanico FP1 e terremoti *non-pulse-type* (NP), evidenziano valori della torsione di piano compresi tra i 2 cm (livello 2) ed i 4 cm (livello 5), con andamento poco variabile con l'altezza ed influenzato in modo lieve dalla configurazione in pianta (valori minori per la configurazione C2). Valori leggermente più elevati (5 cm circa) sono ottenuti nel caso del modello meccanico FP2 per gli isolatori a scorrimento (Figura 5.25b). In questo caso l'andamento in elevazione della torsione di piano è costante per tutti i livelli e per ogni configurazione in pianta indagata.

In Figura 5.25c sono riportati i valori medi ai vari livelli della torsione di piano, con riferimento al modello meccanico FP1 ed ai terremoti *acceleration pulse* (AP). In modo simile a quanto riportato in Figura 5.25a, l'andamento della torsione di piano è poco variabile con l'altezza e passa da un valore minimo di circa 2.5 cm (livello 1) ad un valore di circa 4 cm (livello 5). La variabilità della configurazione in pianta è poco influente, causando valori di torsione di piano leggermente maggiori nella configurazione C2. Valori più elevati (si arriva a 10 cm) di torsione di piano sono registrati quando viene utilizzato il modello FP2 per la risposta non lineare degli isolatori a scorrimento. Come risulta evidente in Figura 5.25d, la torsione di piano si mantiene costante a tutti i piani e la variabilità della configurazione in pianta dell'edificio è pressoché ininfluenza.

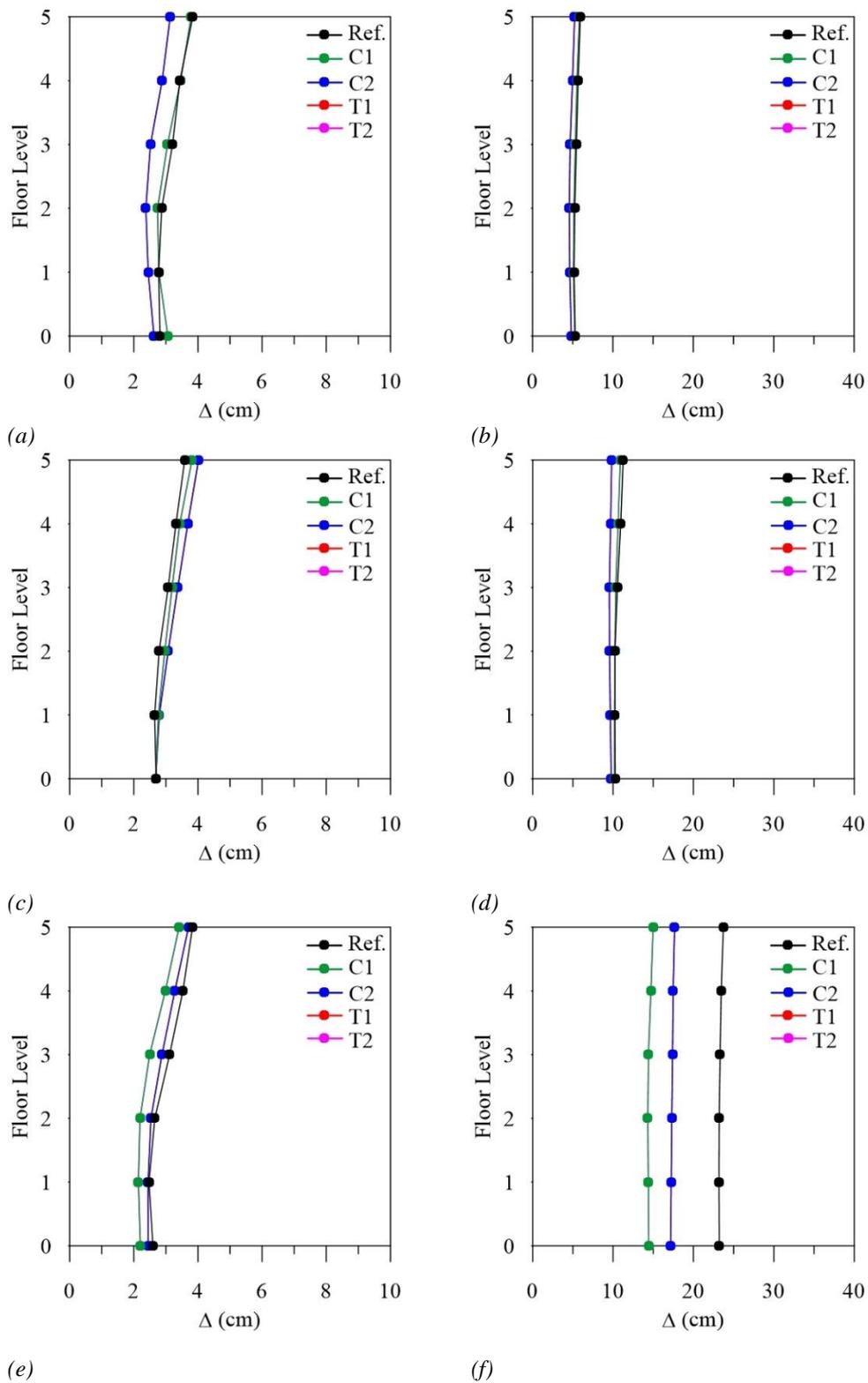
La Figura 5.25e illustra i risultati, in termini di valori medi della torsione di piano, relativi al caso di terremoti *non-acceleration pulse* (NAP) con riferimento al modello FP1 per gli isolatori a scorrimento. Si osserva un andamento molto simile a quello descritto per i terremoti *non-pulse-type* (NP) (Figura 5.25a) ed *acceleration pulse* (AP) (Figura 5.25c), con valori che variano dai 2 cm (livello 1) ai 4 cm in corrispondenza del livello 5. I valori minori di torsione di piano si ottengono per la configurazione C1.

I valori di torsione di piano sono nettamente più elevati se si considera il modello FP2 per gli isolatori a scorrimento. L'andamento in elevazione è costante a tutti i piani. La configurazione in pianta, in questo caso, provoca una forte variabilità della risposta. Si hanno, infatti, valori minimi di 15 cm (per la configurazione C1) e valori massimi di 23 cm (per l'edificio di riferimento).

Riassumendo, quando si considera il modello meccanico semplificato FP1 per gli isolatori a scorrimento, i valori di torsione di piano sono quasi costanti lungo l'altezza ed assumono valori che oscillano tra i 2 ed i 4 cm. Essi non variano in funzione della tipologia



(e) (f)
 Figura 5.24 – Valori medi del drift di piano per la struttura a base isolata, al variare della configurazione in pianta, per terremoti NP (a,b), AP (c,d) e NAP (e,f), per il modello FP1 (a,c,e) e FP2 (b,d,f).



(e) (f)
 Figura 5.25 – Valori medi della torsione massima di piano per la struttura a base isolata, al variare della configurazione in pianta, per terremoti NP (a,b), AP (c,d) e NAP (e,f), per il modello FP1 (a,c,e) e FP2 (b,d,f).

di terremoto indagata (Figura 5.25a,c,e) e della variabilità della configurazione in pianta. Un comportamento simile, con valori di torsione di piano leggermente maggiori, si ha nel caso del modello avanzato FP2 per terremoti non *pulse-type* (NP) (Figura 5.25b). Valori più elevati della torsione di piano (circa 10 cm) si registrano per terremoti del tipo *acceleration pulse* (AP), quando si considera il modello meccanico avanzato FP2 (Figura 5.25d). Infine, i valori medi più elevati per la torsione di piano si registrano nel caso di terremoti *non-acceleration pulse* (NAP), sempre considerando il modello meccanico FP2; i valori variano, infatti, dai 15 cm circa per la configurazione C1, ai 23 cm circa per la configurazione di riferimento (Figura 5.25f).

In Figura 5.26 sono riportati i valori medi della torsione residua di piano della struttura a base isolata per la configurazione di riferimento (vedasi Figura 5.8) e per le configurazioni simmetriche T1 e T2 (vedasi Figura 5.9) e C1 e C2 (vedasi Figura 5.10), per i due modelli meccanici impiegati per gli isolatori a scorrimento (le figure a sinistra sono relative al modello FP1, quelle a destra al modello FP2).

La Figura 5.26a riporta i risultati relativi al caso di terremoti non *pulse-type* (NP) per il modello meccanico FP1. Si osserva come i valori medi della torsione residua siano piuttosto bassi a tutti i piani (viene di poco superato 1 cm al livello 5 per la configurazione in pianta C1). L'andamento della torsione residua di piano è poco variabile in elevazione (si va da un minimo di circa 0.5 cm ai primi due livelli ad un massimo di poco più di 1 cm per l'ultimo livello). La variabilità della configurazione in pianta è poco influente sulla risposta. Valori più alti della torsione residua di piano sono registrati se si utilizza il modello meccanico FP2 (Figura 5.26b), con valori di circa 4 cm a tutti i piani. L'andamento in elevazione della torsione residua di piano è, in questo caso, costante e non dipende dalla variabilità della configurazione in pianta dell'edificio.

In Figura 5.26c sono mostrati i valori medi della torsione residua di piano nel caso di terremoti *acceleration pulse* (AP) e per il modello meccanico FP1 per gli isolatori a scorrimento. Si nota un incremento leggero dei valori di torsione residua rispetto al caso relativo ai terremoti non *pulse-type* (NP) (Figura 5.26a). L'andamento in elevazione è più uniforme anche se con lievi differenze fra livelli adiacenti, mentre la configurazione in pianta influisce poco sulla risposta, provocando i valori maggiori nella configurazione C2. Si hanno valori poco maggiori di 7 cm, costanti lungo l'altezza dell'edificio, se si considera il modello meccanico FP2 (Figura 5.26d). Anche in questo caso la configurazione in pianta non induce variabilità nei risultati ottenuti.

Le ultime due figure (Figura 5.26e,f) sono relative al caso di terremoti *non-acceleration pulse* (NAP) considerando i modelli semplificato (FP1) ed avanzato (FP2) rispettivamente. Nella prima Figura 5.26e si osservano valori molto bassi di torsione residua di piano (massimo di circa 1 cm), con andamento crescente in elevazione. Leggere differenze si notano al variare della configurazione in pianta. Passando alle analisi in cui è stato impiegato il modello avanzato FP2 per gli isolatori a scorrimento (Figura 5.26f), si osserva un forte incremento nei valori della torsione residua di piano. Si arriva, infatti, a valori massimi di 19 cm circa (per la configurazione di riferimento), e valori minimi di 13 cm circa (per la configurazione C1). L'andamento in elevazione è pressoché costante e la risposta è influenzata dalla variabilità della configurazione indagata.

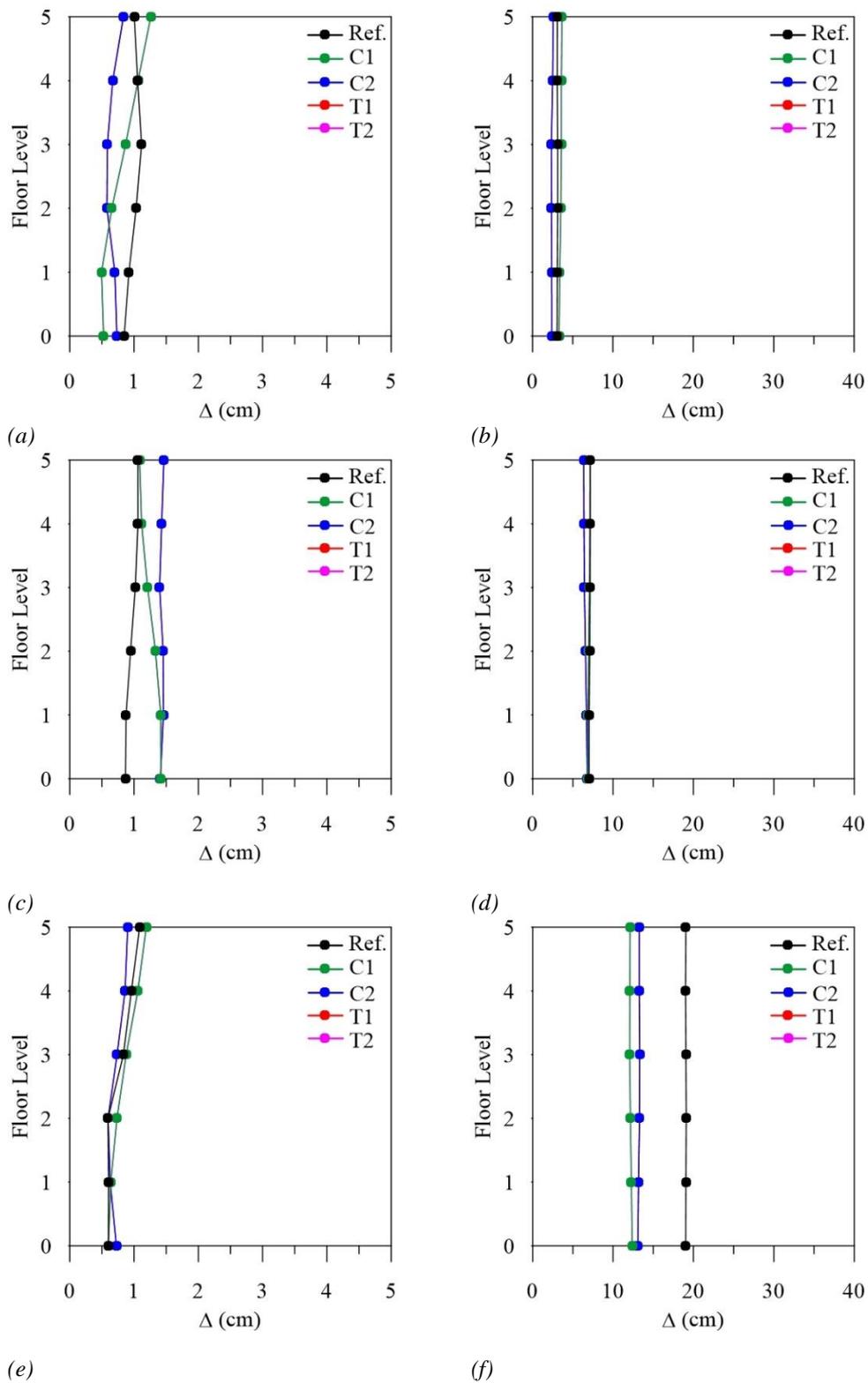


Figura 5.26 – Valori medi della torsione residua di piano per la struttura a base isolata, al variare della configurazione in pianta, per terremoti NP (a,b), AP (c,d) e NAP (e,f), per il modello FP1 (a,c,e) e FP2 (b,d,f).

Riassumendo, considerando il modello meccanico semplificato FP1 per gli isolatori a scorrimento, i valori di torsione residua di piano sono quasi costanti lungo l'altezza ed assumono valori che oscillano tra 0.5 cm (configurazione C1 in Figura 5.26a) ed 1.5 cm circa (configurazione C2 in Figura 5.26c). Essi variano poco in funzione della tipologia di terremoto indagata (Figura 5.26a,c,e) e della configurazione in pianta. Valori di torsione residua di piano maggiori (nell'ordine dei 4 cm), si hanno nel caso del modello avanzato FP2 per terremoti non *pulse-type* (NP) (Figura 5.26b). La torsione residua di piano cresce (circa 7 cm) per terremoti del tipo *acceleration pulse* (AP), quando si considera il modello meccanico avanzato FP2 (Figura 5.26d). Infine, i valori medi più elevati per la torsione residua di piano si registrano nel caso di terremoti *non-acceleration pulse* (NAP), sempre considerando il modello meccanico FP2; i valori variano, infatti, dai 13 cm circa per la configurazione C1, ai 19 cm circa per la configurazione di riferimento (Figura 5.26f).

5.3.3.1 EFFETTI TORSIONALI

Con riferimento alla struttura esistente in c.a., adeguata sismicamente tramite isolatori a scorrimento, viene analizzata l'influenza dei due modelli meccanici assunti per i dispositivi di isolamento, come descritti al § 3.3.2.2.

Le analisi svolte hanno consentito di registrare lo spostamento dei nodi monitorati (Figura 5.8) per i terremoti analizzati, al livello d'isolamento ed all'ultimo livello.

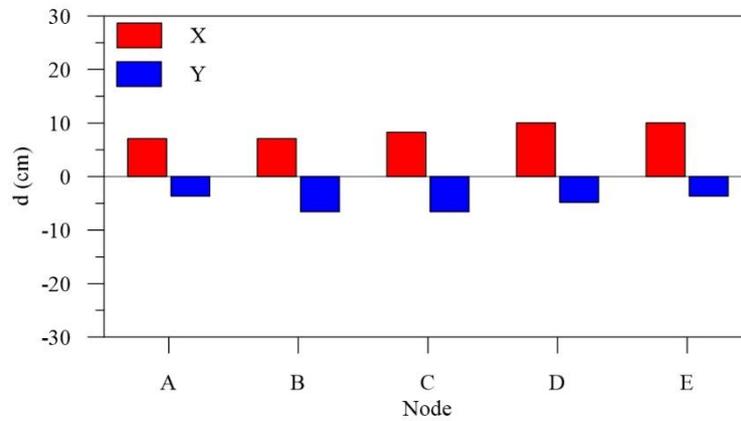
In Figura 5.27 sono mostrati i valori dello spostamento dei nodi monitorati (Figura 5.8) nell'istante di massima torsione di piano (spostamenti registrati nello stesso istante), nel caso del terremoto Imperial Valley (California, USA) del 1979 (NP).

Gli spostamenti registrati al livello d'isolamento, per le due direzioni principali in pianta, sono riportati con riferimento ai modelli semplificato FP1 (Figura 5.27a) ed avanzato FP2 (Figura 5.27b) rispettivamente. Nel caso del modello FP1 (Figura 5.27a) si nota uno spostamento quasi uniforme del livello d'isolamento, con poche differenze di spostamento tra i nodi monitorati (lievi valori di torsione si notano con riferimento allo spostamento in direzione y dei nodi A e B, ed allo spostamento in direzione x dei nodi A ed E). Nel caso del modello FP2 (Figura 5.27b) si osserva, al contrario, la presenza di valori di torsione di piano più elevati rispetto al caso precedente. Questo risulta piuttosto evidente se si osserva il valore dello spostamento in direzione y dei nodi A e B.

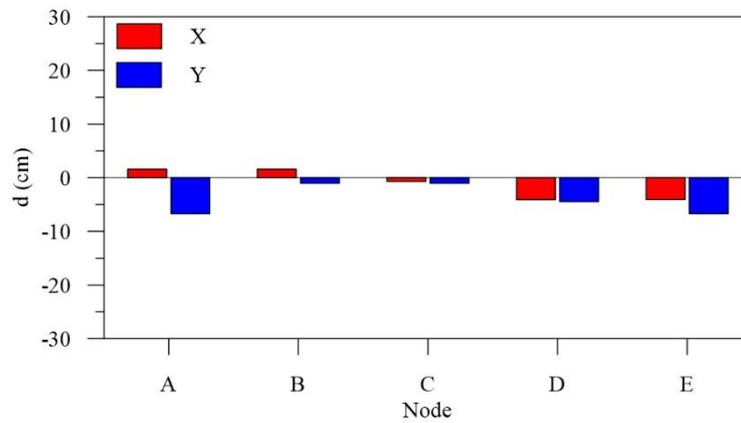
Analizzando il livello 5, nel caso di modello meccanico FP1, si nota un leggero aumento della torsione di piano (Figura 5.27c) rispetto al livello d'isolamento nello stesso caso (Figura 5.27a), come risulta evidente dai valori dello spostamento in direzione y dei nodi A e B. Si mantiene, invece, costante il valore della torsione massima di piano fra il livello d'isolamento (Figura 5.27b) e l'ultimo livello (Figura 5.27d) se si considera il modello meccanico FP2.

In Figura 5.28 sono mostrati i valori dello spostamento dei nodi monitorati (Figura 5.8) nell'istante di massima torsione di piano (spostamenti registrati nello stesso istante), nel caso del terremoto di Denali (Alaska, USA) del 2002 (AP). Gli spostamenti registrati al livello d'isolamento, per le due direzioni principali in pianta, sono riportati con riferimento ai modelli semplificato FP1 (Figura 5.28a) ed avanzato FP2 (Figura 5.28b) rispettivamente. Nel caso del modello FP1 (Figura 5.28a) si nota uno spostamento quasi uniforme del livello d'isolamento (si hanno spostamenti quasi nulli), con poche differenze di spostamento tra i

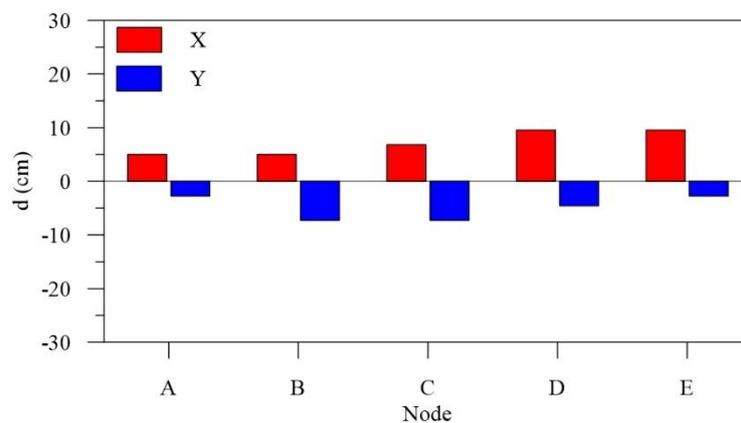
nodi monitorati (valori molto bassi di torsione si notano con riferimento allo spostamento in direzione y dei nodi A e B, ed allo spostamento in direzione x dei nodi A ed E).



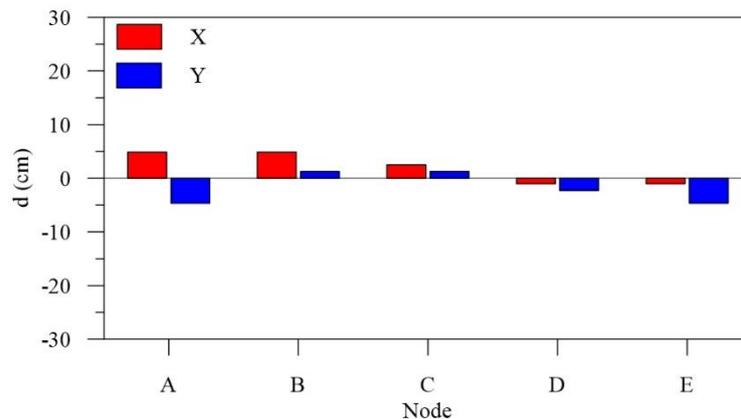
(a) Livello d'isolamento, modello FP1.



(b) Livello d'isolamento, modello FP2.



(c) Livello 5, modello FP1.



(d) Livello 5, modello FP2.

Figura 5.27 – Valori dello spostamento nel due direzioni principali nel caso del terremoto Imperial Valley (California, USA) del 1979 (NP), per i nodi monitorati, per i livelli d'isolamento e sommitale, per i due modelli meccanici FP1 ed FP2.

Nel caso del modello FP2 (Figura 5.28b) si osserva, al contrario, la presenza di valori di torsione di piano molto elevati rispetto al caso precedente. Questo risulta piuttosto evidente se si osserva il valore dello spostamento in direzione y dei nodi A e B, ed in direzione x dei nodi A ed E. Sono, inoltre, da segnalare gli elevati valori di spostamento assoluto registrati dal sistema d'isolamento.

Analizzando il livello 5, nel caso di modello meccanico FP1, non si notano apprezzabili variazioni della torsione di piano (Figura 5.28c) rispetto al livello d'isolamento nello stesso caso (Figura 5.28a), come risulta evidente dai valori dello spostamento in direzione y dei nodi A e B.

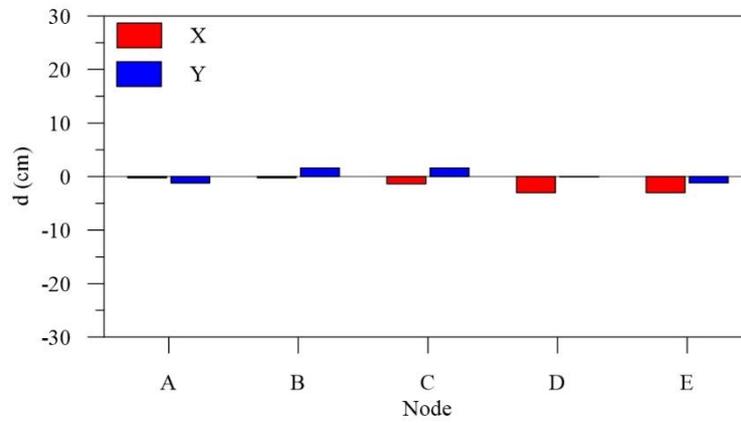
Si mantiene, invece, pressoché costante il valore della torsione massima di piano fra il livello d'isolamento (Figura 5.28b) e l'ultimo livello (Figura 5.28d) se si considera il modello meccanico FP2.

In Figura 5.29 sono mostrati i valori dello spostamento dei nodi monitorati (Figura 5.8) nell'istante di massima torsione di piano (spostamenti registrati nello stesso istante), nel caso del terremoto (NAP) di Kobe (Giappone) del 1995.

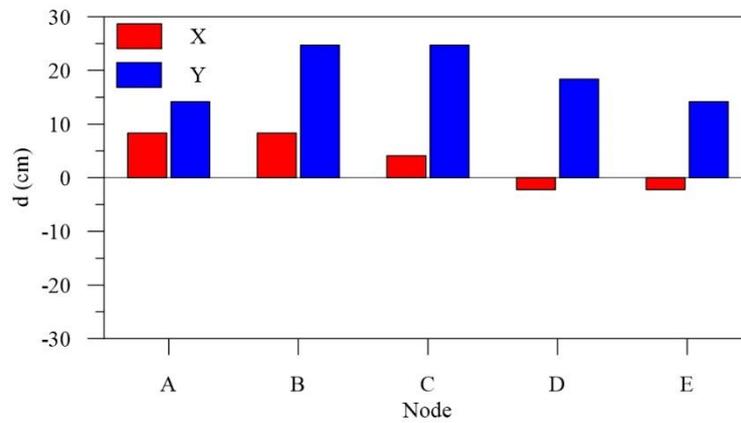
Gli spostamenti registrati al livello d'isolamento, per le due direzioni principali in pianta, sono riportati con riferimento ai modelli semplificato FP1 (Figura 5.29a) ed avanzato FP2 (Figura 5.29b) rispettivamente. Nel caso del modello FP1 (Figura 5.29a) si nota uno spostamento quasi uniforme del livello d'isolamento, con poco significative differenze di spostamento tra i nodi monitorati (valori modesti di torsione si notano con riferimento allo spostamento in direzione y dei nodi A e B, ed allo spostamento in direzione x dei nodi A ed E).

Nel caso del modello FP2 (Figura 5.29b) si osserva, al contrario, la presenza di valori di torsione di piano molto elevati rispetto al caso precedente. Questo risulta evidente quando si osserva il valore dello spostamento in direzione y dei nodi A e B, ed in direzione x dei nodi A ed E. Dall'analisi del livello 5, nel caso di modello meccanico FP1, si notano molto leggere variazioni della torsione di piano (Figura 5.29c) rispetto al livello

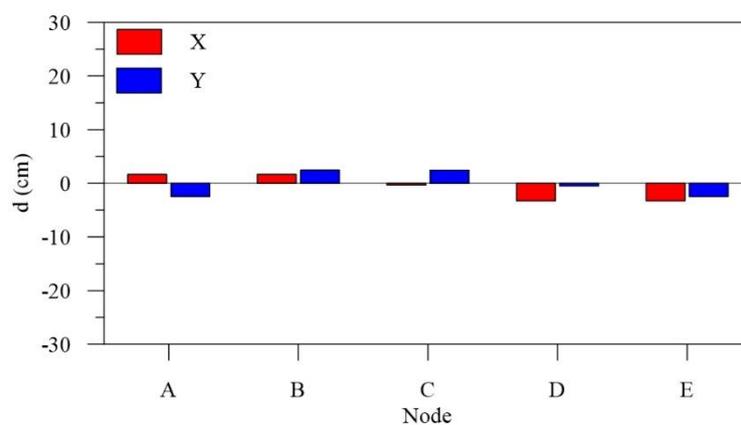
d'isolamento nello stesso caso (Figura 5.29a), come si evince dai valori dello spostamento in direzione y dei nodi A e B.



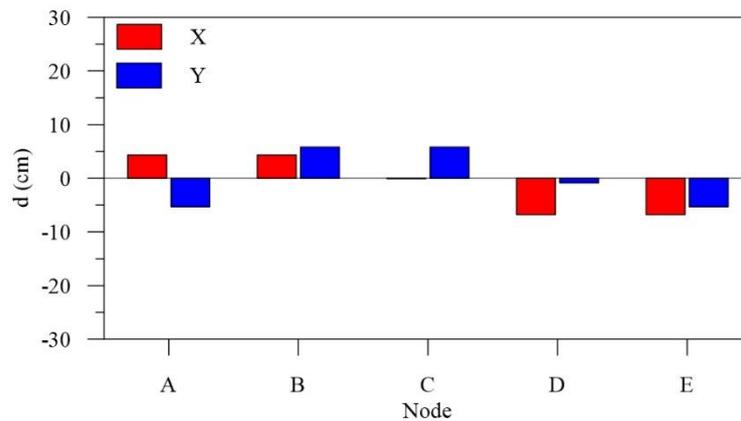
(a) Livello d'isolamento, modello FP1.



(b) Livello d'isolamento, modello FP2.



(c) Livello 5, modello FP1.

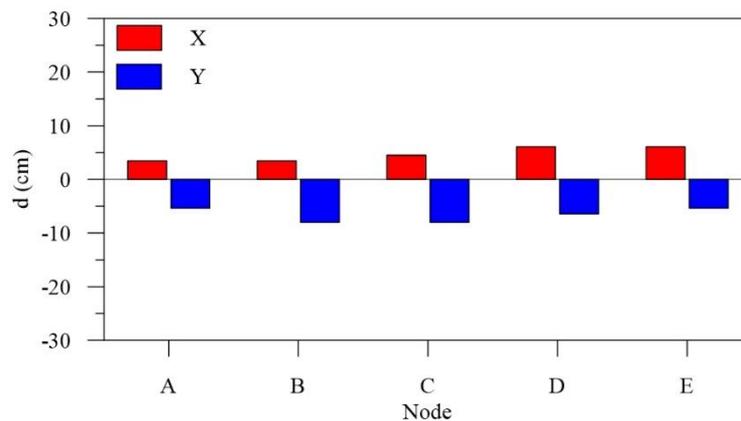


(d) Livello 5, modello FP2.

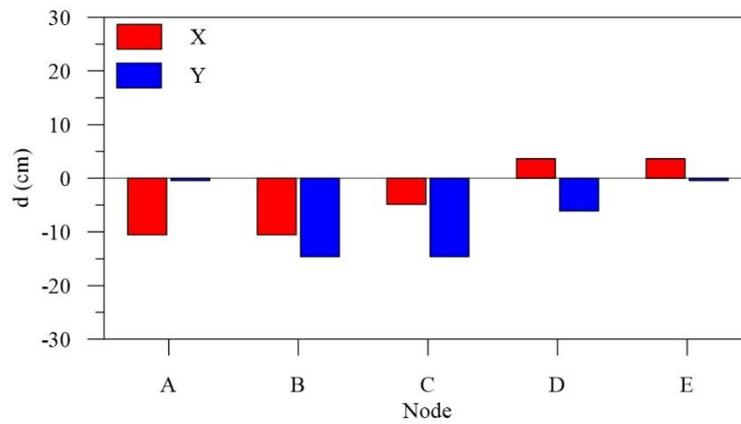
Figura 5.28 – Valori dello spostamento nel due direzioni principali nel caso del terremoto di Denali (Alaska, USA) del 2002 (AP), per i nodi monitorati, per i livelli d’isolamento e sommitale, per i due modelli meccanici FP1 ed FP2.

Si mantiene, invece, pressoché costante il valore della torsione massima di piano fra il livello d’isolamento (Figura 5.29b) e l’ultimo livello (Figura 5.29d) se si considera il modello meccanico FP2.

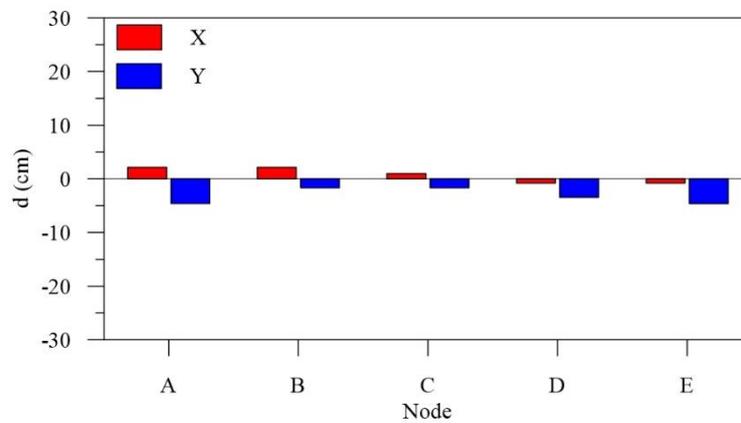
Dall’analisi dei risultati riportati in questo paragrafo, si comprende come una modellazione più avanzata per gli isolatori a scorrimento, che tenga conto della variabilità del coefficiente d’attrito con il carico assiale, la velocità di scorrimento, la temperatura all’interfaccia di scorrimento ed il primo distacco e l’inversione del moto, conduca all’ottenimento di valori di torsione di piano molto più elevati rispetto al caso in cui il coefficiente d’attrito sia considerato costante. Questo è confermato dalla forte variabilità dei valori di spostamento subito dai singoli isolatori.



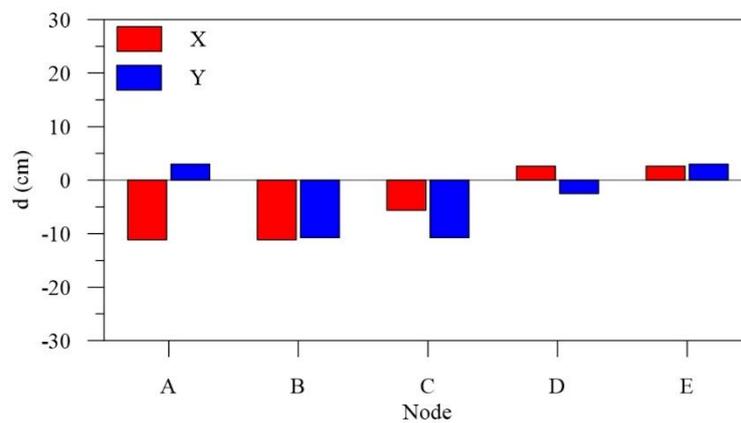
(a) Livello d’isolamento, modello FP1.



(b) Livello d'isolamento, modello FP2.



(c) Livello 5, modello FP1.



(d) Livello 5, modello FP2.

Figura 5.29 – Valori dello spostamento nel due direzioni principali nel caso del terremoto di Kobe (Giappone) del 1995 non-acceleration pulse (NAP), per i nodi monitorati, per i livelli d'isolamento e sommitale, per i due modelli meccanici FP1 ed FP2.

5.3.4 MARTELLAMENTO ESTERNO

Con riferimento al problema del martellamento fra edifici contigui, l'analisi dell'entità dello spostamento relativo tra la struttura esistente in c.a. nella condizione a base isolata (edificio evidenziato in rosso in Figura 5.30 e Figura 5.31), e la stessa struttura a base fissa (edificio evidenziato in nero in Figura 5.30 e Figura 5.31) è stata condotta nelle quattro configurazioni dell'aggregato edilizio descritte al § 5.2.1.5.

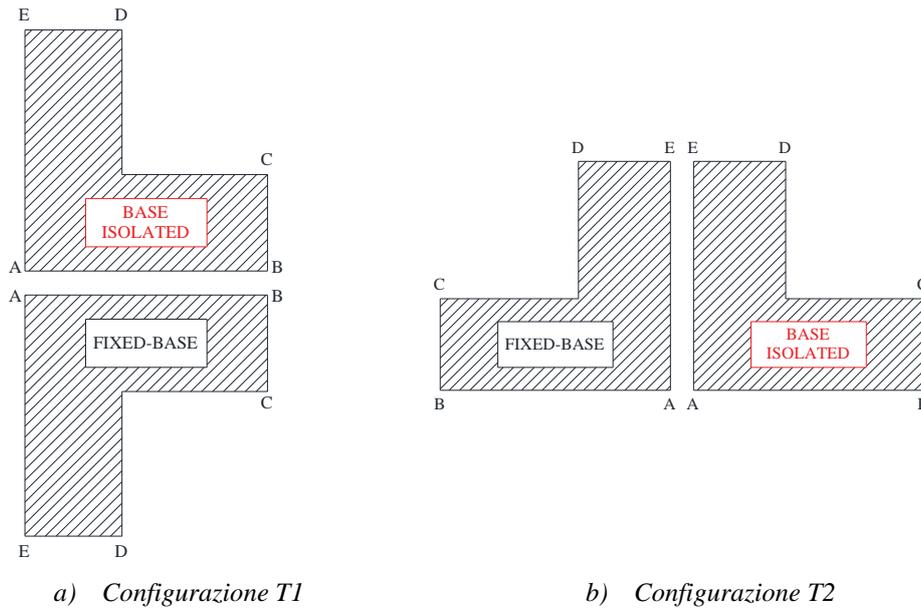


Figura 5.30 – Configurazioni a T dell'aggregato edilizio.

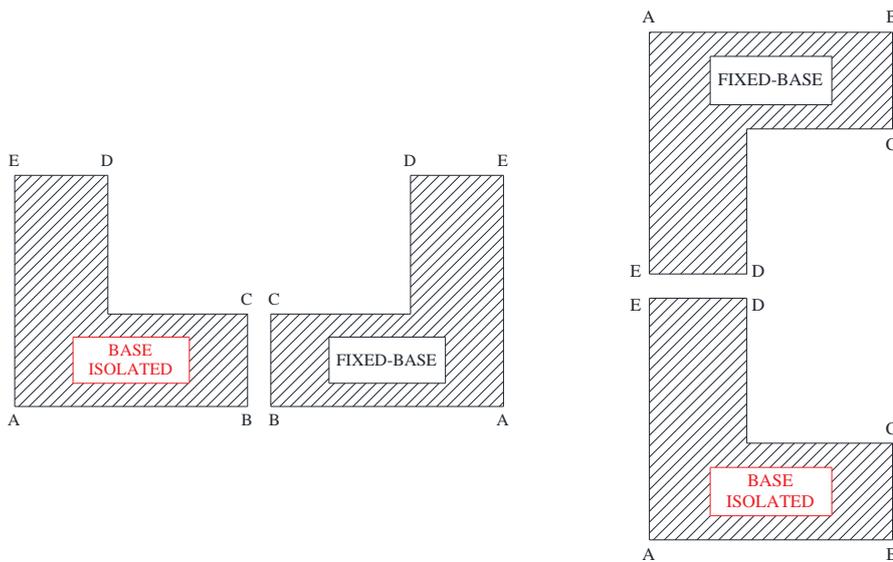
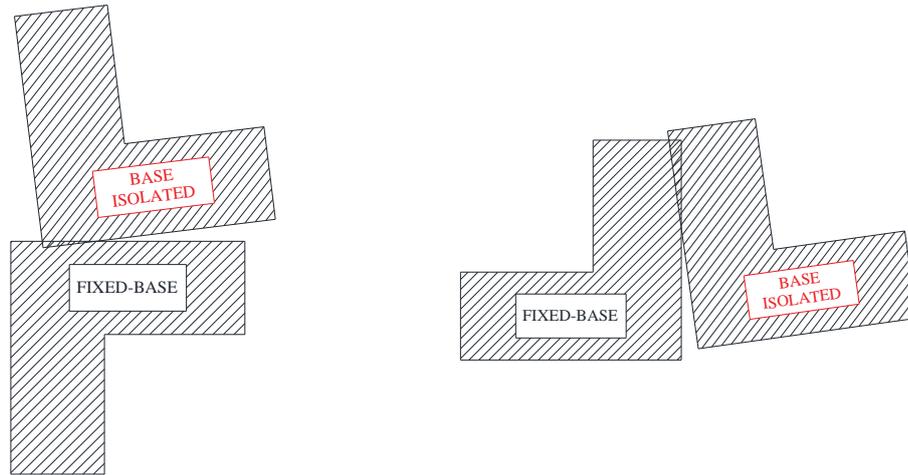


Figura 5.31 – Configurazioni a C dell'aggregato edilizio.

L'analisi dello spostamento relativo tra i due edifici è stata condotta analizzando la posizione reciproca dei due lati che si fronteggiano nelle quattro configurazioni illustrate nelle due figure riportate di seguito.

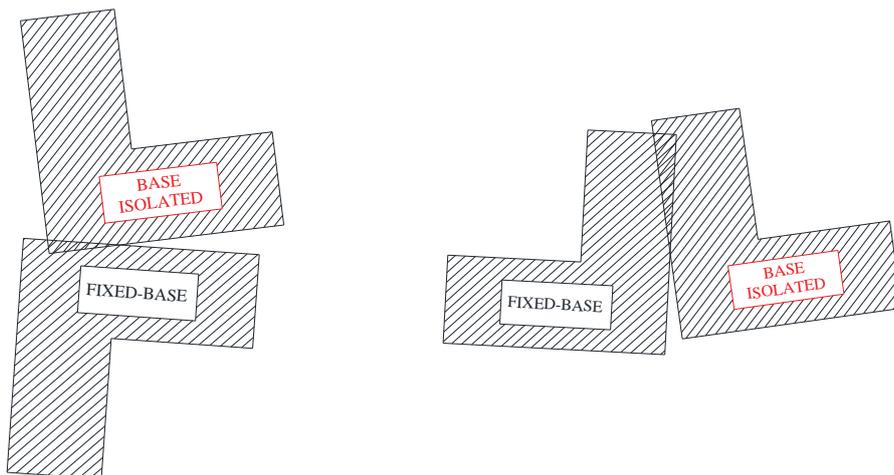
La posizione reciproca dei lati che si fronteggiano varia istante per istante durante l'analisi dinamica non lineare, ed è, quindi, stato necessario considerare tutti i possibili casi che si possono presentare (da lati paralleli a non paralleli, distanziati o compenetrati).



a) Configurazione T1

b) Configurazione T2

Figura 5.32 – Movimento reciproco dei due edifici per configurazioni a T, al livello d'isolamento.



a) Configurazione T1

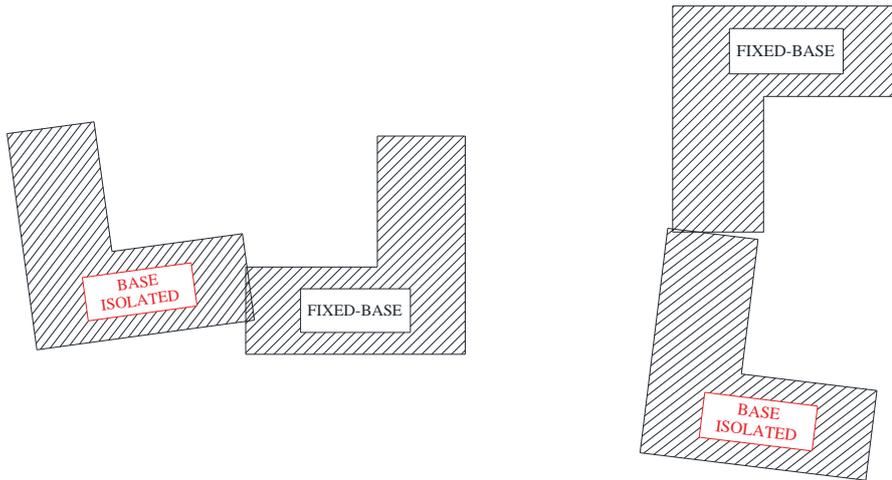
b) Configurazione T2

Figura 5.33 – Movimento reciproco dei due edifici per configurazioni a T, al livello del tetto.

In questa fase, infatti, lo studio è focalizzato al calcolo dello spostamento relativo massimo che si può avere con lo scopo di ottenere indicazioni sulla distanza minima da

garantire tra una struttura a base fissa ed una a base isolata, al variare della tipologia di terremoto, al fine di evitare fenomeni di martellamento.

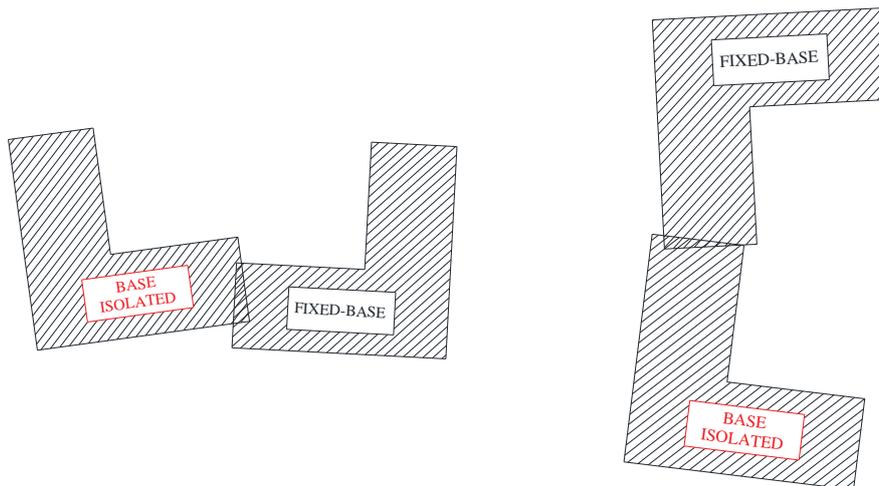
Solo a titolo esemplificativo, al fine di rendere di più facile immaginazione il movimento reciproco delle strutture, si riportano gli sketch del movimento reciproco nelle configurazioni T per il livello d'isolamento (Figura 5.32) e per l'ultimo livello (Figura 5.33), e per le configurazioni C per il livello d'isolamento (Figura 5.34) e per l'ultimo livello (Figura 5.35).



a) Configurazione C1

b) Configurazione C2

Figura 5.34 – Movimento reciproco dei due edifici per configurazioni a C, al livello d'isolamento.



a) Configurazione C1

b) Configurazione C2

Figura 5.35 – Movimento reciproco dei due edifici per configurazioni a C, al livello del tetto.

A questo proposito, viene calcolato il valore medio dello spostamento relativo tra i due edifici come media aritmetica dei corrispondenti valori massimi registrati durante le analisi sismiche non lineari effettuate.

L'andamento in elevazione del valore medio dello spostamento relativo, al variare della configurazione in pianta, calcolato nel caso di modello meccanico FP1 per gli isolatori a scorrimento, è riportato in Figura 5.36.

Nel caso di terremoti non *pulse-type* (NP), l'andamento dello spostamento relativo in elevazione è pressoché costante, con valori massimi raggiunti all'ultimo livello (Figura 5.36a). Si osserva una modesta influenza della configurazione in pianta sui risultati ottenuti; si passa infatti da valori minimi di circa 12 cm (nel caso di configurazione C2 al livello 2) a valori massimi di quasi 20 cm (configurazione T1 all'ultimo livello).

I terremoti *acceleration pulse* (AP) causano, invece, maggiori valori di spostamento relativo fra le strutture adiacenti (Figura 5.36b). Si nota, infatti, un generale aumento dello spostamento relativo per tutte le configurazioni in pianta analizzate rispetto al caso precedente (Figura 5.36a). Per la configurazione C2 si hanno i valori minori, dell'ordine dei 17 cm circa al livello d'isolamento; i risultati più critici si registrano per la configurazione T2 all'ultimo livello. Gli andamenti in elevazione sono variabili in funzione della configurazione in pianta; sono, infatti, pressoché costanti, ma di entità molto differente, per le configurazioni C1, C2 e T1. La configurazione T2 è caratterizzata da un andamento crescente in elevazione passando da un valore minimo di circa 27 cm ad un massimo di circa 35 cm.

Un ulteriore incremento degli spostamenti relativi tra le strutture adiacenti si osserva quando si considera il caso dei terremoti *non-acceleration pulse* (NAP), riportato in Figura 5.36c. In questo caso, infatti, i valori dello spostamento relativo sono maggiori di quelli registrati per terremoti *acceleration pulse* (AP) (Figura 5.36b), e di molto superiori a quelli causati dai terremoti non *pulse-type* (NP) (Figura 5.36a).

Si osserva un andamento dello spostamento relativo quasi costante in elevazione, con un leggero aumento dalla base all'ultimo livello, per tutte le configurazioni in pianta analizzate. I valori vanno da un minimo di circa 22 cm per la configurazione C2 al livello d'isolamento, ad un massimo di circa 43 cm all'ultimo livello per la configurazione C1. Si possono notare le forti differenze al variare della configurazione in pianta, e gli elevati valori di spostamento relativo ottenuti.

In Figura 5.37 viene, invece, riportato lo spostamento relativo medio tra le due strutture, considerando la variabilità del livello e della configurazione in pianta, assumendo il modello FP2 per gli isolatori a scorrimento. Il caso relativo ai terremoti non *pulse-type* (NP) è riportato in Figura 5.37a. Come si può osservare, gli andamenti in elevazione dello spostamento relativo sono molto simili a quelli mostrati in Figura 5.37a, nella quale è adottato il modello FP1 per gli isolatori a scorrimento. Anche i valori ottenuti sono molto simili passando da un minimo pari a circa 12 cm (configurazione C2 al livello 2) ad un massimo pari a 20 cm circa (configurazione T1 al livello 5).

Passando al caso relativo ai terremoti *acceleration pulse* (AP) (Figura 5.37b), si nota un incremento dello spostamento relativo per le configurazioni C2 e T1 dell'ordine di 7 cm; un incremento molto più accentuato è osservabile per le configurazioni C1 e T2. Per quest'ultima, in particolare, si arriva valori di circa 40 cm all'ultimo livello. L'andamento

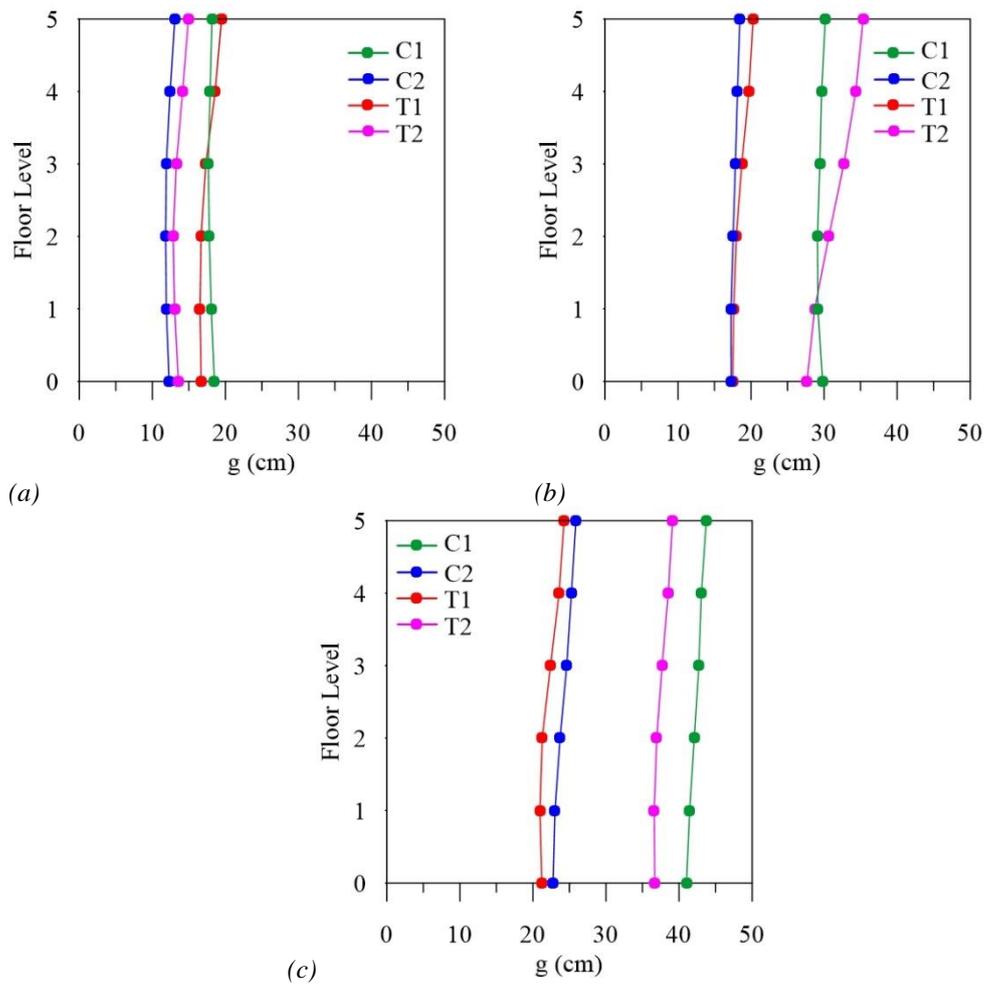


Figura 5.36 – Valori medi dello spostamento relativo tra i due edifici, al variare della configurazione in pianta, per il modello FP1, per terremoti no pulse-type (a), acceleration pulse (b) e non-acceleration pulse (c).

in elevazione è praticamente costante per le configurazioni C1, C2 e T1; risulta crescente nel caso della configurazione T2.

Analizzando, infine, i terremoti *non-acceleration pulse* (NAP) (Figura 5.37c), si osservano incrementi ancor più accentuati per quanto riguarda lo spostamento relativo fra i due edifici adiacenti. I valori sono fortemente influenzati dalla configurazione in pianta, tanto che si passa dai 30 cm circa, nel caso delle configurazioni C2 e T1, ai quasi 50 cm per le configurazioni C1 e T2. Rispetto al caso precedente, tutti gli andamenti sono pressoché costanti in altezza, con un lieve incremento dalla base all'ultimo livello.

I risultati riportati in precedenza evidenziano, a parità di configurazione in pianta, una forte influenza della tipologia di terremoto sulla richiesta in termini di spostamento relativo. A parità di tipologia di terremoto indagata e di configurazione in pianta, il modello semplificato FP1 tende a sottostimare, anche in modo non trascurabile, la richiesta di spostamento relativo tra i due edifici, portando, dunque, ad un pericoloso sottodimensionamento del giunto da realizzare e del conseguente rischio di martellamento.

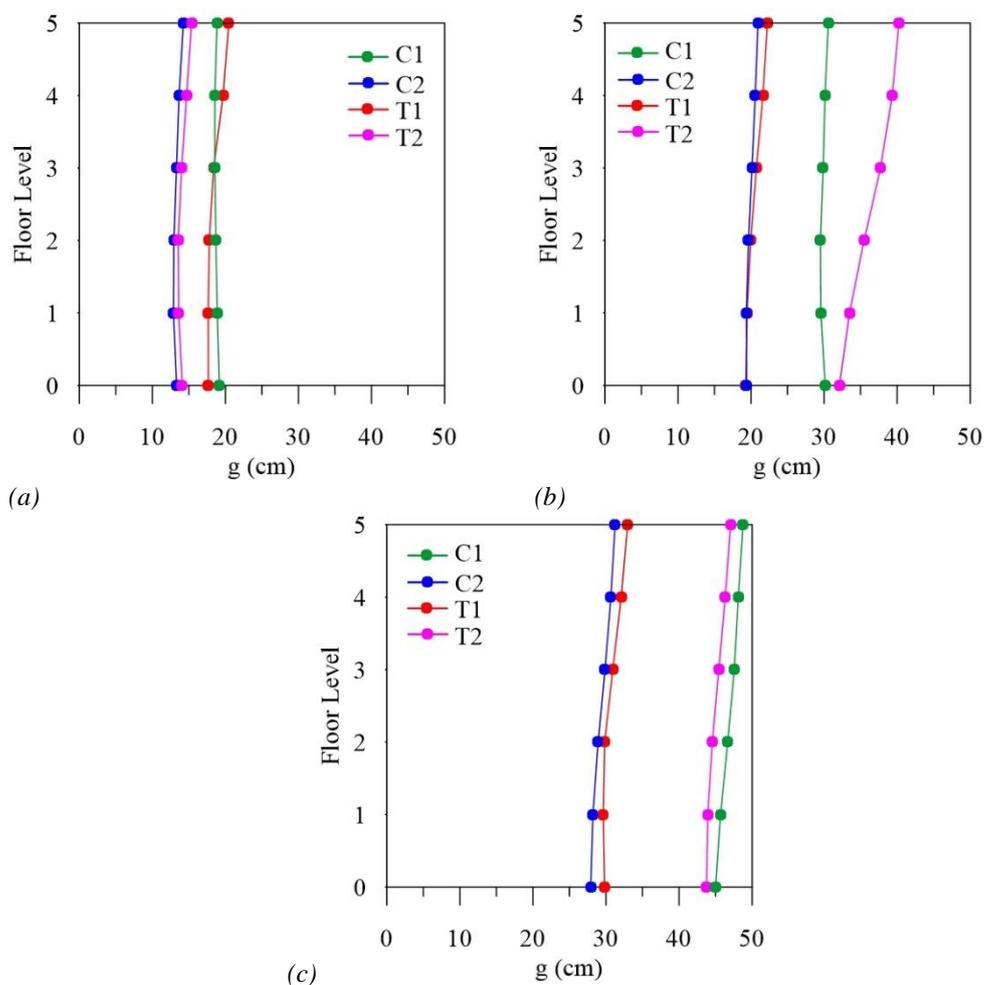


Figura 5.37 – Valori medi dello spostamento relativo tra i due edifici, al variare della configurazione in pianta, per il modello FP2, per terremoti no pulse-type (a), acceleration pulse (b) e non-acceleration pulse (c).

Le analisi condotte mettono, ad ogni modo, in luce il fatto che una più avanzata modellazione meccanica degli isolatori a scorrimento si rende necessaria per la corretta valutazione della distanza minima da garantire tra un edificio a base fissa e lo stesso isolato alla base. È opportuno, quindi, considerare la variabilità del coefficiente d'attrito in funzione del carico assiale, della velocità di scorrimento, della temperatura all'interfaccia di scorrimento e, non da ultimo, del primo distacco e dell'inversione del moto.

5.4 BIBLIOGRAFIA

Chang Z, De Luca F, Goda K (2019). Automated classification of near-fault acceleration pulses using wavelet packets. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*;34:569-585.

Circolare n. 65/AA.GG (1997). Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16 gennaio 1996. *Ministero dei Lavori Pubblici*.

DM96 (1996). Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche. *Ministero dei Lavori Pubblici, D.M. 16-01-1996*.

EC8. Eurocode 8 (2004). Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. *C.E.N, European Committee for Standardization*.

Fagà E, Ceresa P, Nascimbene R, Moratti M, Pavese A (2015). Modelling curved surface sliding bearings with bilinear constitutive law: effects on the response of seismically isolated buildings. *Materials and Structures*;49:2179-2196.

FIP Industriale S.p.A. (2013). Catalogo S04: isolatori a superficie curva. Padova. <http://www.fipindustriale.it>

Gandelli E, Penati M, Quaglini V, Lomiento G, Miglio E, Benzoni GM (2019). A novel OpenSees element for single curved surface sliding isolators. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*;119:433-453.

Iervolino I, Galasso C, Cosenza E (2009). REXEL v. 3.5: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*; 8: 339-362.

Kumar M, Whittaker AS, Constantinou MC (2014). Characterizing friction in sliding isolation bearings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*;44(9):1409-1425.

Makris N, Chang SP (2000). Effect of viscous, viscoplastic and friction damping on the response of seismic isolated structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 29: 85-107.

Mazza F (2014a). Modelling and nonlinear static analysis of reinforced concrete framed buildings irregular in plan. *Engineering Structures*;80:98-108.

Mazza F (2018b). Seismic demand of base-isolated irregular structures subjected to pulse-type earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 108, pages 111-129*.

Mazza F, Labernarda R (2021b). Concave surface base-isolation system against seismic pounding of irregular adjacent buildings. *14th WCCM, Virtual Congress, 11-15 January*.

Mazza F, Mazza M (2010). Nonlinear analysis of spatial framed structures by a lumped plasticity model based on the Haar-Kàrmàn principle. *Computational Mechanics*;45(6):647-664.

Mazza F, Mazza M (2012). Nonlinear Modeling and Analysis of R.C. Framed Buildings Located in a Near-Fault Area. *The Open Construction and Building Technology Journal*;6:346-354.

NTC08 (2008). Norme Tecniche per le Costruzioni. *Ministero delle Infrastrutture, D.M. 14-01-2008*.

NTC18 (2018). Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”. *Ministero delle Infrastrutture, D.M. 17-01-2018*.

Palermo M, Silvestri S, Gasparini G e Trombetti T (2013). Physically-based prediction of the maximum corner displacement magnification of one-storey eccentric systems. *Bulletin of Earthquake Engineering, Volume 11, pages 1467-1491*.

Palermo M, Silvestri S, Gasparini G e Trombetti T (2017). A comprehensive study on the seismic response of one-storey asymmetric systems. *Bulletin of Earthquake Engineering, Volume 15, pages 1497-1517*.

PEER (2014). Pacific Earthquake Engineering Research Center database. <<http://ngawest2.berkeley.edu>>.

Reyes JC, Kalkan E (2012). How many records should be used in an ASCE/SEI-7 ground motion scaling procedure? *Earthquake Spectra*;28(3):1223-1242.

Shahi SK, Baker JW (2014). An efficient algorithm to identify strong-velocity pulses in multicomponent ground motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*;104(5):2456-2466

Trombetti T, Silvestri S, Gasparini G, Pintucchi B e De Stefano M (2008). Numerical Verification of the Effectiveness of the “Alpha” Method for the Estimation of the Maximum Rotational Elastic Response of Eccentric Systems. *Journal of Earthquake Engineering, Volume 12, pages 249-280*.

Sismicad (2012). Software di calcolo strutturale agli elementi finiti. Manuale d’uso. Concrete Structural Engineering Software. <<https://www.concrete.it>>.

6. CONCLUSIONI

Il presente lavoro di tesi racchiude e sintetizza la ricerca relativa all'analisi ed all'investigazione del martellamento fra strutture, con riferimento al loro comportamento spaziale ed alla loro disposizione in pianta. Questo fenomeno è stato studiato nella sua duplice natura, con riferimento al martellamento interno ed esterno. In particolare, il primo caso è relativo a strutture separate fra loro ma una interna all'altra in pianta; il secondo caso riguarda, invece, le strutture adiacenti rispetto ad una o due direzioni, che occupano aree distinte in pianta.

6.1 ANALISI CONDOTTE

In merito al caso di martellamento interno (§ 4), un edificio intelaiato in calcestruzzo armato, situato nella città di Augusta (provincia di Siracusa) e progettato secondo la normativa italiana NTC08 (2008), è stato scelto come struttura test. Esso è adibito ad uso commerciale e si sviluppa su quattro livelli, tre dei quali fuori terra. È isolato al livello del piano interrato (in testa ai pilastri del piano interrato) grazie ad un sistema ibrido costituito da isolatori elastomerici (HDRB) ed a scorrimento a superficie piana (LFSB). È analizzata la configurazione strutturale nella quale il vano ascensore è progettato a base fissa e separato dalla struttura circostante mediante un giunto tecnico definito secondo le normative NTC18 (2018) ed EC8 (2004). Al fine di mitigare e/o eliminare il rischio di martellamento interno, le due strutture sono state collegate al livello dei piani mediante dispositivi dissipativi ad induzione elettromagnetica MDL (*magnetic damped link*), innovativi in campo sismico e da preferire ai tradizionali per dimensioni, facilità di installazione, manutenzione e per i livelli contenuti di forze trasmesse. Due diverse metodologie di collegamento (a tutti i piani o solo all'ultimo livello) sono state analizzate, considerando quattro diverse tipologie di dispositivi di connessione con lo scopo di studiare l'efficacia e l'efficienza degli MDL proposti. L'influenza della modellazione degli isolatori elastomerici (HDRB) è stata considerata, definendo quattro diversi modelli meccanici, a complessità crescente, con riferimento ai parametri dai quali dipende la loro risposta sismica non lineare (spostamento laterale e carico assiale). È stata, successivamente, condotta una taratura di questi ultimi sulla base di risultati sperimentali e numerici presenti in letteratura, al fine di verificarne correttezza ed affidabilità. Nella scelta dell'input sismico si è fatto riferimento a terremoti *near-fault* impulsivi adeguatamente scalati. Un'estesa indagine parametrica in regime dinamico non lineare è stata condotta al variare dell'angolo d'incidenza dell'azione sismica, del modello meccanico assunto per gli isolatori elastomerici e del peso e della posizione in elevazione della cabina dell'ascensore.

Nel caso di martellamento esterno (§ 5), la struttura test consiste in un edificio a base fissa, intelaiato in c.a. sviluppato su 5 livelli. È un edificio residenziale situato nella città de L'Aquila (AQ) progettato secondo le prescrizioni del D.M. 16 gennaio 1996. È caratterizzato da una configurazione irregolare in pianta a forma di L. L'edificio è stato, in un secondo momento, adeguato sismicamente attraverso l'inserimento di isolatori a scorrimento a superficie curva (CSSB) alla base dei pilastri del piano terra. Due diversi modelli meccanici degli isolatori a scorrimento (CSSB) sono stati definiti sulla base della

letteratura esistente, allo scopo di indagare e considerare l'eventuale torsione che, in alcune situazioni, si presenta al livello d'isolamento, influenzando molto la valutazione del rischio di martellamento esterno tra i due edifici adiacenti (a base fissa ed isolata). Sono stati, infatti, considerati:

- un modello meccanico semplificato per cui, nella valutazione della risposta sismica non lineare dell'isolatore a scorrimento, il carico assiale ed il coefficiente d'attrito sono costanti;
- un modello meccanico avanzato per cui, nella valutazione della risposta sismica non lineare dell'isolatore a scorrimento, il carico assiale ed il coefficiente d'attrito risultano variabili; in particolare, quest'ultimo dipende dal carico assiale, dalla velocità di scorrimento, dalla temperatura all'interfaccia di scorrimento e dalle fasi di primo distacco ed inversione del moto.

In questo caso, l'input sismico è stato definito con riferimento a terremoti *near-fault*, selezionati in base alla presenza di impulso nelle storie di velocità e/o accelerazione, ruotati nella direzione di massimo impulso (se presente) e scalati opportunamente. La valutazione dello spostamento relativo fra i due edifici, al variare delle posizioni reciproche dei due edifici (disposti in pianta a guisa di C e di T), è stata condotta mediante le numerose analisi sismiche non lineari effettuate.

6.2 RISULTATI OTTENUTI

A seguito della sintesi dei principali aspetti e delle principali attività del lavoro di tesi, viene presentata la descrizione organica dei risultati ottenuti.

6.2.1 VALUTAZIONE DEL MARTELLAMENTO INTERNO

L'entità del martellamento interno è stata quantificata calcolando lo spostamento relativo fra le coppie di nodi che si fronteggiano, appartenenti alla struttura in c.a. ed al vano ascensore metallico, nella configurazione nella quale il vano ascensore è progettato a base fissa e separato dalla struttura circostante mediante un giunto tecnico definito secondo le normative NTC18 (2018) ed EC8 (2004). In questo caso si nota una notevole influenza dell'angolo d'incidenza dell'azione sismica quando vengono considerati i valori massimi relativi ai singoli terremoti. Ciò è strettamente legato agli effetti di direttività dei terremoti *near-fault* impiegati. Una risposta più uniforme si ottiene in termini di valori medi. In ogni caso, gli spostamenti relativi ottenuti superano i limiti di normativa previsti per il *gap* fra le due strutture. I risultati evidenziano, infatti, che i massimi valori si hanno agli ultimi due livelli. Solo in termini di valori medi, il *gap* più cautelativo previsto dalla normativa europea (EC8, 2004) non viene superato assicurando l'assenza di martellamento interno. Il peso e la posizione in elevazione della cabina dell'ascensore influenzano la risposta strutturale. I risultati peggiori, dal punto di vista del martellamento, si ottengono nel caso di cabina a pieno carico ferma al penultimo livello. Gli effetti torsionali, dovuti alla posizione eccentrica in pianta del vano ascensore assieme alla sua irregolarità, inducono spostamenti relativi diversi a seconda della coppia di nodi monitorata.

6.2.2 MITIGAZIONE DEL MARTELLAMENTO INTERNO

Il collegamento fra le due strutture al livello dei piani, come misura di mitigazione e/o eliminazione del rischio di martellamento interno, è stato analizzato mantenendo lo stesso approccio del caso di strutture separate. Le proprietà meccaniche dei dispositivi di collegamento sono state definite applicando la procedura di dimensionamento proposta. Al fine di indagarne l'efficacia, due diversi modi di collegamento (solo all'ultimo livello ed a tutti i livelli) e quattro tipi di dispositivi (*link* rigidi, *link* flessibili dotati di sola rigidezza, *link* viscosi dotati di sola viscosità, *link* MDL dotati di rigidezza e viscosità) sono stati analizzati. I risultati mostrano che il collegamento fra le strutture ha effetti benefici sull'entità del martellamento. In particolare, la prestazione migliora quando la connessione è estesa a tutti i livelli. I *link* rigidi forniscono i migliori risultati dal punto di vista dello spostamento relativo, generando, però, notevoli forze scambiate, accelerazioni di piano e spostamenti intollerabili del vano ascensore in corrispondenza del piano interrato. I dispositivi dissipativi magnetici proposti (MDL) presentano le migliori prestazioni sia dal punto di vista della mitigazione del martellamento interno, sia dal punto di vista delle forze scambiate, delle accelerazioni e del *drift* di piano. Essi consentono, infatti, di proteggere la struttura più debole fra le due (il vano ascensore) senza causare danni localizzati alla struttura in c.a. circostante, uniformandone la risposta al variare dell'angolo di incidenza dell'azione sismica. La loro effettiva realizzazione pratica è consentita dalle dimensioni contenute e dalla poca manutenzione di cui necessitano, rendendoli adatti a spazi angusti e difficili da ispezionare.

6.2.3 VALUTAZIONE DEL MARTELLAMENTO ESTERNO

L'analisi del martellamento esterno fra edifici adiacenti irregolari in pianta a base fissa ed isolata è molto complessa, in particolar modo analizzandone il comportamento spaziale. A questo scopo, le posizioni reciproche dei lati che si fronteggiano sono state accuratamente analizzate durante le analisi sismiche non lineari. È stato, quindi, calcolato lo spostamento relativo fra le due strutture piano per piano. Dai risultati ottenuti e riportati in § 5.3, si osserva che la torsione, soprattutto quella sviluppata al livello d'isolamento, gioca un ruolo fondamentale nella corretta valutazione dello spostamento relativo fra le due strutture. Nel caso della struttura a base fissa i valori di torsione di piano sono molto limitati, seppur crescenti in elevazione; stessa cosa non può dirsi per quella a base isolata. In quest'ultimo caso, infatti, la modellazione degli isolatori a scorrimento (CSSB) assume un ruolo fondamentale, dal momento che influenza notevolmente la risposta sismica non lineare di ogni isolatore e, di conseguenza, i valori di torsione registrati. In particolare, il modello semplificato sottostima di gran lunga i valori di torsione a tutti i piani (anche al livello d'isolamento), portando ad una pericolosa sottovalutazione dello spostamento relativo fra le strutture e, dunque, ad un maggiore rischio di martellamento esterno. Il modello avanzato, invece, conduce a valori di torsione di piano nettamente superiori a quelli forniti dal modello semplificato. In quest'ultimo caso, infatti, i valori di spostamento relativo fra le strutture sono più elevati, osservandosi spostamenti orizzontali degli isolatori a scorrimento (CSSB) molto diversi fra loro. La tipologia di terremoto ha avuto una forte

influenza sui valori di torsione di piano e, di conseguenza, sullo spostamento relativo fra le strutture. Ciò che emerge dall'analisi dei risultati è che i terremoti *near-fault* non impulsivi (NP) conducono a valori di spostamento relativo fra le strutture più contenuti rispetto a quanto provocato dai terremoti *near-fault acceleration pulse* (AP) e *non-acceleration pulse* (NAP), indipendentemente dal modello meccanico assunto per gli isolatori a scorrimento. I terremoti *non-acceleration pulse* (NAP), soprattutto nel caso di modello avanzato per gli isolatori a scorrimento, forniscono valori di torsione di piano e di spostamento relativo superiori a tutti gli altri. Si può, quindi, concludere che la scelta del modello meccanico degli isolatori a scorrimento (CSSB) e della tipologia di terremoto *near-fault* gioca un ruolo centrale nella corretta valutazione della distanza minima da garantire fra due strutture adiacenti a base fissa ed isolata irregolari in pianta, ai fini della valutazione del rischio di martellamento.

6.3 RICADUTE NORMATIVE

I risultati numerici ottenuti e descritti nei capitoli 3 e 4 hanno evidenziato come la valutazione della distanza minima da garantire, per evitare fenomeni di martellamento interno e/o esterno nel caso di strutture a base fissa ed isolata, sia un'operazione complessa. I risultati sono fortemente influenzati dalla modellazione meccanica degli isolatori (per es., elastomerici ed a scorrimento), dalle irregolarità in pianta delle strutture coinvolte e dalla natura dei terremoti considerati. È, pertanto, auspicabile una revisione ed un miglioramento delle formule normative atte al calcolo della distanza minima fra strutture adiacenti, sia per martellamento interno che esterno, con particolare riguardo ai casi in cui una delle due strutture sia a base isolata e l'altra a base fissa. Inoltre, appare necessario aggiornare la vigente normativa sismica italiana (NTC18) con l'inserimento di una precisa indicazione circa lo stato limite da considerare per il calcolo della distanza minima fra strutture a base fissa ed isolata.

6.4 SVILUPPI FUTURI

I risultati ottenuti in questa tesi rappresentano un punto di partenza per lo sviluppo di ulteriori aspetti relativi alle problematiche del martellamento, sia interno che esterno. Un immediato sviluppo del lavoro di tesi è la progettazione di un sistema per la mitigazione del martellamento esterno tra edifici vicini, utilizzando tre strategie alternative: i) un collegamento dissipativo delle strutture a livello dei piani, mediante l'impiego di dissipatori magnetici del tipo ECDL; ii) un sistema combinato di isolatori scorrevoli e sistemi di dissipazione supplementare (per es. di tipo viscoso), questi ultimi disposti a livello del sistema di isolamento; iii) un esoscheletro dissipativo, in grado di adeguare sismicamente una struttura riducendo al contempo i possibili fenomeni di martellamento con strutture appartenenti al medesimo aggregato edilizio. Un ulteriore aspetto da investigare, di notevole interesse sia dal punto di vista normativo che professionale, riguarda la costruzione di spettri di risposta di piano dello spostamento relativo fra due strutture adiacenti. Gli spettri di piano possono risultare estremamente utili nella valutazione della distanza minima da garantire tra due strutture contigue, tenendo conto in modo rapido di

tutti quei fenomeni e quelle caratteristiche geometriche che, come sintetizzato nei paragrafi precedenti, influenzano notevolmente la probabilità di martellamento strutturale interno ed esterno.

APPENDICE A

Tabella A.1 – Dettagli geometrici delle sezioni dei pilastri del primo livello (unità in cm, cm² e mm).

Nodo	Posizione	Sezione	b	h	A_s	A'_s	Φ_{sw}	n°_b	s_h
1	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
2	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
3	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
4	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
5	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
6	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
7	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
8	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
9	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
10	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
11	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
12	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
13	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
14	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
15	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
16	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
17	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
18	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10

19	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
20	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
21	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
22	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
23	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
24	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
25	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
26	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
27	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
28	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
29	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
30	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
31	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
32	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10

Tabella A.2 – Dettagli geometrici delle sezioni dei pilastri del secondo livello (unità in cm, cm² e mm).

Nodo	Posizione	Sezione	b	h	A _s	A' _s	Φ _{sw}	n ^o _b	s _h
1	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
2	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
3	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
4	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
5	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10

	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
6	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
7	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
8	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
9	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
10	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
11	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
12	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
13	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
14	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
15	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
16	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
17	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
18	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
19	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
20	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
21	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
22	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
23	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
24	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
25	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
26	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10

	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
27	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
28	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
29	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
30	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
31	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
32	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	2	10

Tabella A.3 – Dettagli geometrici delle sezioni dei pilastri dell'attico (unità in cm, cm² e mm).

Nodo	Posizione	Sezione	b	h	A _s	A _s '	Φ _{sw}	n ^o _b	s _h
3	Piede	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
4	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
5	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
6	Piede	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
11	Piede	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
12	Piede	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
13	Piede	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
14	Piede	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
19	Piede	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
20	Piede	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
21	Piede	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
22	Piede	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
27	Piede	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10

	Testa	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
28	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
29	Piede	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
	Testa	50x50	50	50	9.42	9.42	8	4	10
30	Piede	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10
	Testa	30x30	30	30	9.42	9.42	8	2	10

Tabella A.4 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi del livello seminterrato (unità in cm, cm² e mm).

Nodo	Lato	Posizione	Sezione	b	h	A _s	A _s '	Φ _{sw}	n° _b	s _h
1	Dx	Top	40x50	40	50	16.08	8.04	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	8.04	16.08	8	2	7
2	Sx	Top	40x50	40	50	16.08	14.07	8	2	6
		Bottom	40x50	40	50	14.07	16.08	8	2	6
2	Dx	Top	40x50	40	50	16.08	14.07	8	2	6
		Bottom	40x50	40	50	14.07	16.08	8	2	6
3	Sx	Top	40x50	40	50	18.10	12.06	8	2	6
		Bottom	40x50	40	50	12.06	18.10	8	2	6
3	Dx	Top	40x50	40	50	18.10	12.06	8	2	6
		Bottom	40x50	40	50	12.06	18.10	8	2	6
4	Sx	Top	40x50	40	50	18.10	16.08	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	16.08	18.10	8	2	7
4	Dx	Top	40x50	40	50	18.10	16.08	8	2	6
		Bottom	40x50	40	50	16.08	18.10	8	2	6
5	Sx	Top	40x50	40	50	18.10	16.08	8	2	6
		Bottom	40x50	40	50	16.08	18.10	8	2	6
5	Dx	Top	40x50	40	50	18.10	16.08	8	2	6
		Bottom	40x50	40	50	16.08	18.10	8	2	6
6	Sx	Top	40x50	40	50	18.10	12.06	8	2	6
		Bottom	40x50	40	50	12.06	18.10	8	2	6
6	Dx	Top	40x50	40	50	18.10	12.06	8	2	6
		Bottom	40x50	40	50	12.06	18.10	8	2	6
7	Sx	Top	40x50	40	50	16.08	14.07	8	2	6
		Bottom	40x50	40	50	14.07	16.08	8	2	6
7	Dx	Top	40x50	40	50	16.08	14.07	8	2	6
		Bottom	40x50	40	50	14.07	16.08	8	2	6
8	Sx	Top	40x50	40	50	16.08	8.04	8	2	6
		Bottom	40x50	40	50	8.04	16.08	8	2	6
9	Dx	Top	40x50	40	50	16.08	8.04	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	8.04	16.08	8	2	7

10	Sx	Top	40x50	40	50	14.07	14.07	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	14.07	14.07	8	2	7
10	Dx	Top	40x50	40	50	14.07	14.07	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	14.07	14.07	8	2	7
11	Sx	Top	40x50	40	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	12.06	12.06	8	2	7
11	Dx	Top	40x50	40	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	12.06	12.06	8	2	7
12	Sx	Top	40x50	40	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	12.06	12.06	8	2	7
12	Dx	Top	40x50	40	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	12.06	12.06	8	2	7
13	Sx	Top	40x50	40	50	14.07	12.06	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	12.06	14.07	8	2	7
13	Dx	Top	40x50	40	50	14.07	12.06	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	12.06	14.07	8	2	7
14	Sx	Top	40x50	40	50	14.07	12.06	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	12.06	14.07	8	2	7
14	Dx	Top	40x50	40	50	14.07	12.06	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	12.06	14.07	8	2	7
15	Sx	Top	40x50	40	50	14.07	14.07	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	14.07	14.07	8	2	7
15	Dx	Top	40x50	40	50	14.07	14.07	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	14.07	14.07	8	2	7
16	Sx	Top	40x50	40	50	16.08	8.04	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	8.04	16.08	8	2	7
17	Dx	Top	40x50	40	50	16.08	8.04	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	8.04	16.08	8	2	7
18	Sx	Top	40x50	40	50	12.06	14.07	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	14.07	12.06	8	2	7
18	Dx	Top	40x50	40	50	12.06	14.07	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	14.07	12.06	8	2	7
19	Sx	Top	40x50	40	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	12.06	12.06	8	2	7
19	Dx	Top	40x50	40	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	12.06	12.06	8	2	7
20	Sx	Top	40x50	40	50	12.06	14.07	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	14.07	12.06	8	2	7
20	Dx	Top	40x50	40	50	12.06	14.07	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	14.07	12.06	8	2	7
21	Sx	Top	40x50	40	50	12.06	14.07	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	14.07	12.06	8	2	7

21	Dx	Top	40x50	40	50	12.06	14.07	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	14.07	12.06	8	2	7
22	Sx	Top	40x50	40	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	12.06	12.06	8	2	7
22	Dx	Top	40x50	40	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	12.06	12.06	8	2	7
23	Sx	Top	40x50	40	50	12.06	14.07	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	14.07	12.06	8	2	7
23	Dx	Top	40x50	40	50	12.06	14.07	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	14.07	12.06	8	2	7
24	Sx	Top	40x50	40	50	16.08	8.04	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	8.04	16.08	8	2	7
25	Dx	Top	40x50	40	50	16.08	8.04	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	8.04	16.08	8	2	7
26	Sx	Top	40x50	40	50	16.08	14.07	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	14.07	16.08	8	2	7
26	Dx	Top	40x50	40	50	16.08	14.07	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	14.07	16.08	8	2	7
27	Sx	Top	40x50	40	50	18.10	12.06	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	12.06	18.10	8	2	7
27	Dx	Top	40x50	40	50	18.10	12.06	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	12.06	18.10	8	2	7
28	Sx	Top	40x50	40	50	18.10	16.08	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	16.08	18.10	8	2	7
28	Dx	Top	40x50	40	50	18.10	16.08	8	2	5
		Bottom	40x50	40	50	16.08	18.10	8	2	5
29	Sx	Top	40x50	40	50	18.10	16.08	8	2	5
		Bottom	40x50	40	50	16.08	18.10	8	2	5
29	Dx	Top	40x50	40	50	18.10	16.08	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	16.08	18.10	8	2	7
30	Sx	Top	40x50	40	50	18.10	12.06	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	12.06	18.10	8	2	7
30	Dx	Top	40x50	40	50	18.10	12.06	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	12.06	18.10	8	2	7
31	Sx	Top	40x50	40	50	16.08	14.07	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	14.07	16.08	8	2	7
31	Dx	Top	40x50	40	50	16.08	14.07	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	14.07	16.08	8	2	7
32	Sx	Top	40x50	40	50	16.08	8.04	8	2	7
		Bottom	40x50	40	50	8.04	16.08	8	2	7
1	Dx	Top	40x50	40	50	16.08	8.04	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	8.04	16.08	8	2	12

9	Sx	Top	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
9	Dx	Top	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
17	Sx	Top	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
17	Dx	Top	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
25	Sx	Top	40x50	40	50	16.08	8.04	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	8.04	16.08	8	2	12
2	Dx	Top	40x50	40	50	16.08	6.03	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	6.03	16.08	8	2	12
10	Sx	Top	40x50	40	50	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	12.06	10.05	8	2	12
10	Dx	Top	40x50	40	50	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	12.06	10.05	8	2	12
18	Sx	Top	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
18	Dx	Top	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
26	Sx	Top	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
3	Dx	Top	40x50	40	50	16.08	6.03	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	6.03	16.08	8	2	12
11	Sx	Top	40x50	40	50	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	12.06	10.05	8	2	12
11	Dx	Top	40x50	40	50	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	12.06	10.05	8	2	12
19	Sx	Top	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
19	Dx	Top	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
27	Sx	Top	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
4	Dx	Top	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	10
		Bottom	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	10
12	Sx	Top	40x50	40	50	14.07	20.11	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	20.11	14.07	8	2	12
12	Dx	Top	40x50	40	50	14.07	20.11	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	20.11	14.07	8	2	12
20	Sx	Top	40x50	40	50	14.07	20.11	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	20.11	14.07	8	2	12

20	Dx	Top	40x50	40	50	14.07	20.11	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	20.11	14.07	8	2	12
28	Sx	Top	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	10
		Bottom	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	10
5	Dx	Top	40x50	40	50	16.08	14.07	8	2	5
		Bottom	40x50	40	50	14.07	16.08	8	2	5
13	Sx	Top	40x50	40	50	14.07	24.13	8	2	10
		Bottom	40x50	40	50	24.13	14.07	8	2	10
13	Dx	Top	40x50	40	50	14.07	24.13	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	24.13	14.07	8	2	12
21	Sx	Top	40x50	40	50	14.07	22.12	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	22.12	14.07	8	2	12
21	Dx	Top	40x50	40	50	14.07	22.12	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	22.12	14.07	8	2	12
29	Sx	Top	40x50	40	50	16.08	12.06	8	2	5
		Bottom	40x50	40	50	12.06	16.08	8	2	5
6	Dx	Top	40x50	40	50	16.08	6.03	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	6.03	16.08	8	2	12
14	Sx	Top	40x50	40	50	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	12.06	10.05	8	2	12
14	Dx	Top	40x50	40	50	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	12.06	10.05	8	2	12
22	Sx	Top	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
22	Dx	Top	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
30	Sx	Top	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
7	Dx	Top	40x50	40	50	16.08	6.03	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	6.03	16.08	8	2	12
15	Sx	Top	40x50	40	50	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	12.06	10.05	8	2	12
15	Dx	Top	40x50	40	50	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	12.06	10.05	8	2	12
23	Sx	Top	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
23	Dx	Top	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
31	Sx	Top	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
8	Dx	Top	40x50	40	50	16.08	8.04	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	8.04	16.08	8	2	12

16	Sx	Top	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
16	Dx	Top	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
24	Sx	Top	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
24	Dx	Top	40x50	40	50	10.05	16.08	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	16.08	10.05	8	2	12
32	Sx	Top	40x50	40	50	16.08	8.04	8	2	12
		Bottom	40x50	40	50	8.04	16.08	8	2	12

Tabella A.5 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi del primo livello (unità in cm, cm² e mm).

Nodo	Lato	Posizione	Sezione	b	h	A _s	A' _s	Φ _{sw}	n ^o _b	S _h
1	Dx	Top	30x50	30	50	10.05	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	10.05	8	2	10
2	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
2	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
3	Sx	Top	30x50	30	50	16.08	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	16.08	8	2	7
3	Dx	Top	30x50	30	50	16.08	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	16.08	8	2	10
4	Sx	Top	30x50	30	50	10.05	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	10.05	8	2	10
5	Dx	Top	30x50	30	50	10.05	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	10.05	8	2	10
6	Sx	Top	30x50	30	50	16.08	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	16.08	8	2	7
6	Dx	Top	30x50	30	50	16.08	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	16.08	8	2	10
7	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
7	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
8	Sx	Top	30x50	30	50	10.05	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	10.05	8	2	10
9	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	6.03	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	6.03	12.06	8	2	7
10	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7

		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
10	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
11	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
11	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
12	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
12	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
13	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
13	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
14	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
14	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
15	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
15	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
16	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	6.03	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	6.03	12.06	8	2	7
17	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	6.03	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	6.03	12.06	8	2	7
18	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
18	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
19	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
19	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
20	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
20	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
21	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
21	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7

		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
22	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
22	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
23	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
23	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
24	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	6.03	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	6.03	12.06	8	2	7
25	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	12.06	8	2	10
26	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
26	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
27	Sx	Top	30x50	30	50	14.07	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	14.07	8	2	10
27	Dx	Top	30x50	30	50	14.07	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	14.07	8	2	7
28	Sx	Top	30x50	30	50	16.08	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	16.08	8	2	7
28	Dx	Top	30x50	30	50	16.08	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	16.08	8	2	7
29	Sx	Top	30x50	30	50	16.08	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	16.08	8	2	7
29	Dx	Top	30x50	30	50	16.08	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	16.08	8	2	7
30	Sx	Top	30x50	30	50	14.07	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	14.07	8	2	7
30	Dx	Top	30x50	30	50	14.07	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	14.07	8	2	7
31	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
31	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
32	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	12.06	8	2	10
1	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	12.06	8	2	12
9	Sx	Top	30x50	30	50	16.08	12.06	8	2	12

		Bottom	30x50	30	50	12.06	16.08	8	2	12
9	Dx	Top	30x50	30	50	16.08	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	16.08	8	2	10
17	Sx	Top	30x50	30	50	16.08	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	16.08	8	2	10
17	Dx	Top	30x50	30	50	16.08	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	16.08	8	2	12
25	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	12.06	8	2	12
2	Dx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
10	Sx	Top	50x25	50	25	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	10.05	8	2	12
10	Dx	Top	50x25	50	25	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	10.05	8	2	12
18	Sx	Top	50x25	50	25	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	10.05	8	2	12
18	Dx	Top	50x25	50	25	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	10.05	8	2	12
26	Sx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
3	Dx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
11	Sx	Top	50x25	50	25	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	10.05	8	2	12
11	Dx	Top	50x25	50	25	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	10.05	8	2	12
19	Sx	Top	50x25	50	25	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	10.05	8	2	12
19	Dx	Top	50x25	50	25	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	10.05	8	2	12
27	Sx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
4	Dx	Top	30x50	30	50	8.04	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	8.04	8	2	10
12	Sx	Top	30x50	30	50	22.12	12.06	8	2	5
		Bottom	30x50	30	50	12.06	22.12	8	2	5
12	Dx	Top	50x25	50	25	22.12	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	22.12	8	2	12
20	Sx	Top	50x25	50	25	14.07	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	14.07	8	2	12
20	Dx	Top	50x25	50	25	14.07	12.06	8	2	12

		Bottom	50x25	50	25	12.06	14.07	8	2	12
28	Sx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
5	Dx	Top	30x50	30	50	8.04	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	8.04	8	2	10
13	Sx	Top	30x50	30	50	22.12	12.06	8	2	5
		Bottom	30x50	30	50	12.06	22.12	8	2	5
13	Dx	Top	50x25	50	25	22.12	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	22.12	8	2	12
21	Sx	Top	50x25	50	25	14.07	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	14.07	8	2	12
21	Dx	Top	50x25	50	25	14.07	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	14.07	8	2	12
29	Sx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
6	Dx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
14	Sx	Top	50x25	50	25	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	10.05	8	2	12
14	Dx	Top	50x25	50	25	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	10.05	8	2	12
22	Sx	Top	50x25	50	25	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	10.05	8	2	12
22	Dx	Top	50x25	50	25	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	10.05	8	2	12
30	Sx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
7	Dx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
15	Sx	Top	50x25	50	25	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	10.05	8	2	12
15	Dx	Top	50x25	50	25	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	10.05	8	2	12
23	Sx	Top	50x25	50	25	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	10.05	8	2	12
23	Dx	Top	50x25	50	25	10.05	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	10.05	8	2	12
31	Sx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
8	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	12.06	8	2	12
16	Sx	Top	30x50	30	50	16.08	12.06	8	2	12

		Bottom	30x50	30	50	12.06	16.08	8	2	12
16	Dx	Top	30x50	30	50	16.08	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	16.08	8	2	10
24	Sx	Top	30x50	30	50	16.08	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	16.08	8	2	10
24	Dx	Top	30x50	30	50	16.08	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	16.08	8	2	12
32	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	12.06	8	2	12

Tabella A.6 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi del secondo livello (unità in cm, cm² e mm).

Nodo	Lato	Posizione	Sezione	b	h	A _s	A _s '	Φ _{sw}	n ^o _b	s _h
1	Dx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	10
2	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
2	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
3	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
3	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
4	Sx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	10
5	Dx	Top	30x50	30	50	10.05	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	10.05	8	2	10
6	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
6	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
7	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
7	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
8	Sx	Top	30x50	30	50	10.05	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	10.05	8	2	10
9	Dx	Top	30x50	30	50	10.05	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	10.05	8	2	10
10	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10

10	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
11	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
11	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
12	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
12	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
13	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
13	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
14	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
14	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
15	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
15	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
16	Sx	Top	30x50	30	50	10.05	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	10.05	8	2	10
17	Dx	Top	30x50	30	50	10.05	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	10.05	8	2	10
18	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
18	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
19	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
19	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
20	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
20	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
21	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
21	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10

22	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
22	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
23	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
23	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
24	Sx	Top	30x50	30	50	10.05	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	10.05	8	2	10
25	Dx	Top	30x50	30	50	10.05	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	10.05	8	2	10
26	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
26	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
27	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
27	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
28	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
28	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
29	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	7
29	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
30	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
30	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
31	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
31	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
32	Sx	Top	30x50	30	50	10.05	6.03	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	6.03	10.05	8	2	10
1	Dx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
9	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12

9	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
17	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
17	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
25	Sx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
2	Dx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
10	Sx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
10	Dx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
18	Sx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
18	Dx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
26	Sx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
3	Dx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
11	Sx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
11	Dx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
19	Sx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
19	Dx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
27	Sx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
4	Dx	Top	30x50	30	50	8.04	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	8.04	8	2	12
12	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
12	Dx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
20	Sx	Top	50x25	50	25	12.06	16.08	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	16.08	12.06	8	2	12
20	Dx	Top	50x25	50	25	12.06	16.08	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	16.08	12.06	8	2	12

28	Sx	Top	50x25	50	25	8.04	10.05	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	10.05	8.04	8	2	12
5	Dx	Top	30x50	30	50	8.04	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	8.04	8	2	12
13	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
13	Dx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
21	Sx	Top	50x25	50	25	12.06	16.08	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	16.08	12.06	8	2	12
21	Dx	Top	50x25	50	25	12.06	16.08	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	16.08	12.06	8	2	12
29	Sx	Top	50x25	50	25	8.04	10.05	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	10.05	8.04	8	2	12
6	Dx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
14	Sx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
14	Dx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
22	Sx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
22	Dx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
30	Sx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
7	Dx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
15	Sx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
15	Dx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
23	Sx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
23	Dx	Top	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	12.06	12.06	8	2	12
31	Sx	Top	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	50x25	50	25	6.03	6.03	8	2	12
8	Dx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
16	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12

16	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
24	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
24	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
32	Sx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12

Tabella A.7 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi dell'attico (unità in cm, cm² e mm).

Nodo	Lato	Posizione	Sezione	b	h	A _s	A' _s	Φ _{sw}	n ^o _b	s _h
3	Dx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
4	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
4	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
5	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
5	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
6	Sx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
11	Dx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
12	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
12	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
13	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
13	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
14	Sx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
19	Dx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
20	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
20	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10

		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
21	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
21	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	10
22	Sx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
27	Dx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
28	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
28	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
29	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
29	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
30	Sx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
3	Dx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
11	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
11	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
19	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
19	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
27	Sx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
4	Dx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
12	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
12	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
20	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
20	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
28	Sx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12

		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
5	Dx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
13	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
13	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
21	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
21	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
29	Sx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
6	Dx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
14	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
14	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
22	Sx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
22	Dx	Top	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	12.06	12.06	8	2	12
30	Sx	Top	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12
		Bottom	30x50	30	50	6.03	6.03	8	2	12

Tabella A.8 – Duttività delle sezioni dei pilastri del primo livello.

Nodo	Posizione	Sezione	ν	ω	ω'	ρ_{sx}	μ_{θ}	μ_{χ}
1	Piede	50x50	0.039	0.068	0.068	0.002	5.7	8.1
	Testa	50x50	0.035	0.068	0.068	0.002	5.7	8.2
2	Piede	50x50	0.059	0.068	0.068	0.002	5.5	7.9
	Testa	50x50	0.055	0.068	0.068	0.002	5.6	8.0
3	Piede	50x50	0.072	0.068	0.068	0.002	5.4	7.8
	Testa	50x50	0.068	0.068	0.068	0.002	5.5	7.8
4	Piede	50x50	0.068	0.068	0.068	0.005	6.0	8.6
	Testa	50x50	0.064	0.068	0.068	0.005	6.0	8.7
5	Piede	50x50	0.068	0.068	0.068	0.005	6.0	8.6
	Testa	50x50	0.064	0.068	0.068	0.005	6.0	8.7
6	Piede	50x50	0.072	0.068	0.068	0.002	5.4	7.8
	Testa	50x50	0.068	0.068	0.068	0.002	5.5	7.8

7	Piede	50x50	0.059	0.068	0.068	0.002	5.5	7.9
	Testa	50x50	0.055	0.068	0.068	0.002	5.6	8.0
8	Piede	50x50	0.039	0.068	0.068	0.002	5.7	8.1
	Testa	50x50	0.035	0.068	0.068	0.002	5.7	8.2
9	Piede	50x50	0.047	0.068	0.068	0.005	6.1	8.9
	Testa	50x50	0.043	0.068	0.068	0.005	6.2	8.9
10	Piede	50x50	0.079	0.068	0.068	0.002	5.4	7.7
	Testa	50x50	0.075	0.068	0.068	0.002	5.4	7.8
11	Piede	50x50	0.099	0.068	0.068	0.002	5.3	7.5
	Testa	50x50	0.095	0.068	0.068	0.002	5.3	7.6
12	Piede	50x50	0.099	0.068	0.068	0.005	5.8	8.3
	Testa	50x50	0.095	0.068	0.068	0.005	5.8	8.3
13	Piede	50x50	0.099	0.068	0.068	0.005	5.8	8.3
	Testa	50x50	0.095	0.068	0.068	0.005	5.8	8.3
14	Piede	50x50	0.099	0.068	0.068	0.002	5.3	7.5
	Testa	50x50	0.095	0.068	0.068	0.002	5.3	7.6
15	Piede	50x50	0.079	0.068	0.068	0.002	5.4	7.7
	Testa	50x50	0.075	0.068	0.068	0.002	5.4	7.8
16	Piede	50x50	0.047	0.068	0.068	0.005	6.1	8.9
	Testa	50x50	0.043	0.068	0.068	0.005	6.2	8.9
17	Piede	50x50	0.047	0.068	0.068	0.005	6.1	8.9
	Testa	50x50	0.043	0.068	0.068	0.005	6.2	8.9
18	Piede	50x50	0.079	0.068	0.068	0.002	5.4	7.7
	Testa	50x50	0.075	0.068	0.068	0.002	5.4	7.8
19	Piede	50x50	0.098	0.068	0.068	0.002	5.3	7.5
	Testa	50x50	0.094	0.068	0.068	0.002	5.3	7.6
20	Piede	50x50	0.125	0.068	0.068	0.002	5.1	7.3
	Testa	50x50	0.121	0.068	0.068	0.002	5.1	7.3
21	Piede	50x50	0.125	0.068	0.068	0.002	5.1	7.3
	Testa	50x50	0.121	0.068	0.068	0.002	5.1	7.3
22	Piede	50x50	0.098	0.068	0.068	0.002	5.3	7.5
	Testa	50x50	0.094	0.068	0.068	0.002	5.3	7.6
23	Piede	50x50	0.079	0.068	0.068	0.002	5.4	7.7
	Testa	50x50	0.075	0.068	0.068	0.002	5.4	7.8
24	Piede	50x50	0.047	0.068	0.068	0.005	6.1	8.9
	Testa	50x50	0.043	0.068	0.068	0.005	6.2	8.9
25	Piede	50x50	0.039	0.068	0.068	0.002	5.7	8.1
	Testa	50x50	0.035	0.068	0.068	0.002	5.7	8.2
26	Piede	50x50	0.059	0.068	0.068	0.002	5.5	7.9
	Testa	50x50	0.055	0.068	0.068	0.002	5.6	8.0
27	Piede	50x50	0.072	0.068	0.068	0.002	5.4	7.8
	Testa	50x50	0.068	0.068	0.068	0.002	5.5	7.9

28	Piede	50x50	0.106	0.068	0.068	0.002	5.2	7.5
	Testa	50x50	0.102	0.068	0.068	0.002	5.2	7.5
29	Piede	50x50	0.106	0.068	0.068	0.002	5.2	7.5
	Testa	50x50	0.102	0.068	0.068	0.002	5.2	7.5
30	Piede	50x50	0.072	0.068	0.068	0.002	5.4	7.8
	Testa	50x50	0.068	0.068	0.068	0.002	5.5	7.9
31	Piede	50x50	0.059	0.068	0.068	0.002	5.5	7.9
	Testa	50x50	0.055	0.068	0.068	0.002	5.6	8.0
32	Piede	50x50	0.039	0.068	0.068	0.002	5.7	8.1
	Testa	50x50	0.035	0.068	0.068	0.002	5.7	8.2

Tabella A.9 – Duttività delle sezioni dei pilastri del secondo livello.

Nodo	Posizione	Sezione	ν	ω	ω'	ρ_{xx}	μ_{θ}	μ_{χ}
1	Piede	50x50	0.015	0.068	0.068	0.002	6.1	8.3
	Testa	50x50	0.012	0.068	0.068	0.002	6.1	8.3
2	Piede	50x50	0.025	0.068	0.068	0.002	6.0	8.2
	Testa	50x50	0.022	0.068	0.068	0.002	6.0	8.2
3	Piede	50x50	0.039	0.068	0.068	0.002	5.9	8.0
	Testa	50x50	0.036	0.068	0.068	0.002	5.9	8.0
4	Piede	50x50	0.048	0.068	0.068	0.005	6.4	8.7
	Testa	50x50	0.045	0.068	0.068	0.005	6.4	8.7
5	Piede	50x50	0.048	0.068	0.068	0.005	6.4	8.7
	Testa	50x50	0.045	0.068	0.068	0.005	6.4	8.7
6	Piede	50x50	0.039	0.068	0.068	0.002	5.9	8.0
	Testa	50x50	0.036	0.068	0.068	0.002	5.9	8.0
7	Piede	50x50	0.025	0.068	0.068	0.002	6.0	8.2
	Testa	50x50	0.022	0.068	0.068	0.002	6.0	8.2
8	Piede	50x50	0.015	0.068	0.068	0.002	6.1	8.3
	Testa	50x50	0.012	0.068	0.068	0.002	6.1	8.3
9	Piede	50x50	0.018	0.068	0.068	0.005	6.6	9.0
	Testa	50x50	0.015	0.068	0.068	0.005	6.7	9.1
10	Piede	50x50	0.033	0.068	0.068	0.002	6.0	8.1
	Testa	50x50	0.030	0.068	0.068	0.002	6.0	8.1
11	Piede	50x50	0.054	0.068	0.068	0.002	5.8	7.9
	Testa	50x50	0.051	0.068	0.068	0.002	5.8	7.9
12	Piede	50x50	0.066	0.068	0.068	0.005	6.3	8.5
	Testa	50x50	0.063	0.068	0.068	0.005	6.3	8.5
13	Piede	50x50	0.066	0.068	0.068	0.005	6.3	8.5
	Testa	50x50	0.063	0.068	0.068	0.005	6.3	8.5
14	Piede	50x50	0.054	0.068	0.068	0.002	5.8	7.9

	Testa	50x50	0.051	0.068	0.068	0.002	5.8	7.9
15	Piede	50x50	0.033	0.068	0.068	0.002	6.0	8.1
	Testa	50x50	0.030	0.068	0.068	0.002	6.0	8.1
16	Piede	50x50	0.018	0.068	0.068	0.005	6.6	9.0
	Testa	50x50	0.015	0.068	0.068	0.005	6.7	9.1
17	Piede	50x50	0.018	0.068	0.068	0.005	6.6	9.0
	Testa	50x50	0.015	0.068	0.068	0.005	6.7	9.1
18	Piede	50x50	0.033	0.068	0.068	0.002	6.0	8.1
	Testa	50x50	0.030	0.068	0.068	0.002	6.0	8.1
19	Piede	50x50	0.054	0.068	0.068	0.002	5.8	7.9
	Testa	50x50	0.051	0.068	0.068	0.002	5.8	7.9
20	Piede	50x50	0.079	0.068	0.068	0.002	5.6	7.6
	Testa	50x50	0.076	0.068	0.068	0.002	5.7	7.6
21	Piede	50x50	0.079	0.068	0.068	0.002	5.6	7.6
	Testa	50x50	0.076	0.068	0.068	0.002	5.7	7.6
22	Piede	50x50	0.054	0.068	0.068	0.002	5.8	7.9
	Testa	50x50	0.051	0.068	0.068	0.002	5.8	7.9
23	Piede	50x50	0.033	0.068	0.068	0.002	6.0	8.1
	Testa	50x50	0.030	0.068	0.068	0.002	6.0	8.1
24	Piede	50x50	0.018	0.068	0.068	0.005	6.6	9.0
	Testa	50x50	0.015	0.068	0.068	0.005	6.7	9.1
25	Piede	50x50	0.015	0.068	0.068	0.002	6.1	8.3
	Testa	50x50	0.012	0.068	0.068	0.002	6.1	8.3
26	Piede	50x50	0.025	0.068	0.068	0.002	6.0	8.2
	Testa	50x50	0.022	0.068	0.068	0.002	6.0	8.2
27	Piede	50x50	0.039	0.068	0.068	0.002	5.9	8.0
	Testa	50x50	0.036	0.068	0.068	0.002	5.9	8.0
28	Piede	50x50	0.066	0.068	0.068	0.002	5.7	7.7
	Testa	50x50	0.063	0.068	0.068	0.002	5.7	7.8
29	Piede	50x50	0.066	0.068	0.068	0.002	5.7	7.7
	Testa	50x50	0.063	0.068	0.068	0.002	5.7	7.8
30	Piede	50x50	0.039	0.068	0.068	0.002	5.9	8.0
	Testa	50x50	0.036	0.068	0.068	0.002	5.9	8.0
31	Piede	50x50	0.025	0.068	0.068	0.002	6.0	8.2
	Testa	50x50	0.022	0.068	0.068	0.002	6.0	8.2
32	Piede	50x50	0.015	0.068	0.068	0.002	6.1	8.3
	Testa	50x50	0.012	0.068	0.068	0.002	6.1	8.3

Tabella A.10 – Duttilità delle sezioni dei pilastri dell'attico.

Nodo	Posizione	Sezione	ν	ω	ω'	ρ_{sx}	μ_θ	μ_χ
3	Piede	30x30	0.028	0.188	0.188	0.004	4.7	6.0
	Testa	30x30	0.025	0.188	0.188	0.004	4.8	6.0
4	Piede	50x50	0.028	0.068	0.068	0.005	6.6	8.9
	Testa	50x50	0.025	0.068	0.068	0.005	6.6	9.0
5	Piede	50x50	0.028	0.068	0.068	0.005	6.6	8.9
	Testa	50x50	0.025	0.068	0.068	0.005	6.6	9.0
6	Piede	30x30	0.028	0.188	0.188	0.004	4.7	6.0
	Testa	30x30	0.025	0.188	0.188	0.004	4.8	6.0
11	Piede	30x30	0.042	0.188	0.188	0.004	4.7	5.9
	Testa	30x30	0.039	0.188	0.188	0.004	4.7	5.9
12	Piede	30x30	0.095	0.188	0.188	0.004	4.4	5.5
	Testa	30x30	0.092	0.188	0.188	0.004	4.4	5.5
13	Piede	30x30	0.095	0.188	0.188	0.004	4.4	5.5
	Testa	30x30	0.092	0.188	0.188	0.004	4.4	5.5
14	Piede	30x30	0.042	0.188	0.188	0.004	4.7	5.9
	Testa	30x30	0.039	0.188	0.188	0.004	4.7	5.9
19	Piede	30x30	0.043	0.188	0.188	0.004	4.7	5.9
	Testa	30x30	0.040	0.188	0.188	0.004	4.7	5.9
20	Piede	30x30	0.093	0.188	0.188	0.004	4.4	5.5
	Testa	30x30	0.090	0.188	0.188	0.004	4.4	5.6
21	Piede	30x30	0.093	0.188	0.188	0.004	4.4	5.5
	Testa	30x30	0.090	0.188	0.188	0.004	4.4	5.6
22	Piede	30x30	0.043	0.188	0.188	0.004	4.7	5.9
	Testa	30x30	0.040	0.188	0.188	0.004	4.7	5.9
27	Piede	30x30	0.029	0.188	0.188	0.004	4.7	6.0
	Testa	30x30	0.026	0.188	0.188	0.004	4.8	6.0
28	Piede	50x50	0.028	0.068	0.068	0.005	6.6	8.9
	Testa	50x50	0.025	0.068	0.068	0.005	6.6	9.0
29	Piede	50x50	0.028	0.068	0.068	0.005	6.6	8.9
	Testa	50x50	0.025	0.068	0.068	0.005	6.6	9.0
30	Piede	30x30	0.029	0.188	0.188	0.004	4.7	6.0
	Testa	30x30	0.026	0.188	0.188	0.004	4.8	6.0

Tabella A.11 – Duttilità delle sezioni delle travi del livello seminterrato.

Nodo	Lato	Posizione	Sezione	ω	ω'	ρ_{sx}	μ_θ	μ_χ
1	Dx	Top	40x50	0.145	0.072	0.004	5.5	9.0
		Bottom	40x50	0.072	0.145	0.004	7.5	12.6
2	Sx	Top	40x50	0.145	0.127	0.005	6.3	10.5

		Bottom	40x50	0.127	0.145	0.005	6.7	11.2
2	Dx	Top	40x50	0.145	0.127	0.005	6.3	10.5
		Bottom	40x50	0.127	0.145	0.005	6.7	11.2
3	Sx	Top	40x50	0.163	0.109	0.005	5.9	9.9
		Bottom	40x50	0.109	0.163	0.005	7.1	12.0
3	Dx	Top	40x50	0.163	0.109	0.005	5.9	9.9
		Bottom	40x50	0.109	0.163	0.005	7.1	12.0
4	Sx	Top	40x50	0.163	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	40x50	0.145	0.163	0.004	6.5	11.0
4	Dx	Top	40x50	0.163	0.145	0.005	6.1	10.5
		Bottom	40x50	0.145	0.163	0.005	6.4	11.1
5	Sx	Top	40x50	0.163	0.145	0.005	6.1	10.5
		Bottom	40x50	0.145	0.163	0.005	6.4	11.1
5	Dx	Top	40x50	0.163	0.145	0.005	6.3	10.6
		Bottom	40x50	0.145	0.163	0.005	6.7	11.2
6	Sx	Top	40x50	0.163	0.109	0.005	5.9	9.9
		Bottom	40x50	0.109	0.163	0.005	7.1	12.0
6	Dx	Top	40x50	0.163	0.109	0.005	5.9	9.9
		Bottom	40x50	0.109	0.163	0.005	7.1	12.0
7	Sx	Top	40x50	0.145	0.127	0.005	6.3	10.5
		Bottom	40x50	0.127	0.145	0.005	6.7	11.2
7	Dx	Top	40x50	0.145	0.127	0.005	6.3	10.5
		Bottom	40x50	0.127	0.145	0.005	6.7	11.2
8	Sx	Top	40x50	0.145	0.072	0.005	5.5	9.2
		Bottom	40x50	0.072	0.145	0.005	7.6	12.9
9	Dx	Top	40x50	0.145	0.072	0.004	5.5	9.0
		Bottom	40x50	0.072	0.145	0.004	7.5	12.6
10	Sx	Top	40x50	0.127	0.127	0.004	6.4	10.7
		Bottom	40x50	0.127	0.127	0.004	6.4	10.7
10	Dx	Top	40x50	0.127	0.127	0.004	6.4	10.7
		Bottom	40x50	0.127	0.127	0.004	6.4	10.7
11	Sx	Top	40x50	0.109	0.109	0.004	6.4	10.7
		Bottom	40x50	0.109	0.109	0.004	6.4	10.7
11	Dx	Top	40x50	0.109	0.109	0.004	6.4	10.7
		Bottom	40x50	0.109	0.109	0.004	6.4	10.7
12	Sx	Top	40x50	0.109	0.109	0.004	6.4	10.7
		Bottom	40x50	0.109	0.109	0.004	6.4	10.7
12	Dx	Top	40x50	0.109	0.109	0.004	6.2	10.6
		Bottom	40x50	0.109	0.109	0.004	6.2	10.6
13	Sx	Top	40x50	0.127	0.109	0.004	6.0	10.2
		Bottom	40x50	0.109	0.127	0.004	6.4	11.0
13	Dx	Top	40x50	0.127	0.109	0.004	6.2	10.3

		Bottom	40x50	0.109	0.127	0.004	6.6	11.1
14	Sx	Top	40x50	0.127	0.109	0.004	6.2	10.3
		Bottom	40x50	0.109	0.127	0.004	6.6	11.1
14	Dx	Top	40x50	0.127	0.109	0.004	6.2	10.3
		Bottom	40x50	0.109	0.127	0.004	6.6	11.1
15	Sx	Top	40x50	0.127	0.127	0.004	6.4	10.7
		Bottom	40x50	0.127	0.127	0.004	6.4	10.7
15	Dx	Top	40x50	0.127	0.127	0.004	6.4	10.7
		Bottom	40x50	0.127	0.127	0.004	6.4	10.7
16	Sx	Top	40x50	0.145	0.072	0.004	5.5	9.0
		Bottom	40x50	0.072	0.145	0.004	7.5	12.6
17	Dx	Top	40x50	0.145	0.072	0.004	5.5	9.0
		Bottom	40x50	0.072	0.145	0.004	7.5	12.6
18	Sx	Top	40x50	0.109	0.127	0.004	6.6	11.1
		Bottom	40x50	0.127	0.109	0.004	6.2	10.3
18	Dx	Top	40x50	0.109	0.127	0.004	6.6	11.1
		Bottom	40x50	0.127	0.109	0.004	6.2	10.3
19	Sx	Top	40x50	0.109	0.109	0.004	6.4	10.7
		Bottom	40x50	0.109	0.109	0.004	6.4	10.7
19	Dx	Top	40x50	0.109	0.109	0.004	6.4	10.7
		Bottom	40x50	0.109	0.109	0.004	6.4	10.7
20	Sx	Top	40x50	0.109	0.127	0.004	6.6	11.1
		Bottom	40x50	0.127	0.109	0.004	6.2	10.3
20	Dx	Top	40x50	0.109	0.127	0.004	6.4	11.0
		Bottom	40x50	0.127	0.109	0.004	6.0	10.2
21	Sx	Top	40x50	0.109	0.127	0.004	6.4	11.0
		Bottom	40x50	0.127	0.109	0.004	6.0	10.2
21	Dx	Top	40x50	0.109	0.127	0.004	6.6	11.1
		Bottom	40x50	0.127	0.109	0.004	6.2	10.3
22	Sx	Top	40x50	0.109	0.109	0.004	6.4	10.7
		Bottom	40x50	0.109	0.109	0.004	6.4	10.7
22	Dx	Top	40x50	0.109	0.109	0.004	6.4	10.7
		Bottom	40x50	0.109	0.109	0.004	6.4	10.7
23	Sx	Top	40x50	0.109	0.127	0.004	6.6	11.1
		Bottom	40x50	0.127	0.109	0.004	6.2	10.3
23	Dx	Top	40x50	0.109	0.127	0.004	6.6	11.1
		Bottom	40x50	0.127	0.109	0.004	6.2	10.3
24	Sx	Top	40x50	0.145	0.072	0.004	5.5	9.0
		Bottom	40x50	0.072	0.145	0.004	7.5	12.6
25	Dx	Top	40x50	0.145	0.072	0.004	5.5	9.0
		Bottom	40x50	0.072	0.145	0.004	7.5	12.6
26	Sx	Top	40x50	0.145	0.127	0.004	6.2	10.4

		Bottom	40x50	0.127	0.145	0.004	6.6	11.0
26	Dx	Top	40x50	0.145	0.127	0.004	6.2	10.4
		Bottom	40x50	0.127	0.145	0.004	6.6	11.0
27	Sx	Top	40x50	0.163	0.109	0.004	5.8	9.7
		Bottom	40x50	0.109	0.163	0.004	7.0	11.8
27	Dx	Top	40x50	0.163	0.109	0.004	5.8	9.7
		Bottom	40x50	0.109	0.163	0.004	7.0	11.8
28	Sx	Top	40x50	0.163	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	40x50	0.145	0.163	0.004	6.5	11.0
28	Dx	Top	40x50	0.163	0.145	0.006	6.2	10.7
		Bottom	40x50	0.145	0.163	0.006	6.6	11.4
29	Sx	Top	40x50	0.163	0.145	0.006	6.2	10.7
		Bottom	40x50	0.145	0.163	0.006	6.6	11.4
29	Dx	Top	40x50	0.163	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	40x50	0.145	0.163	0.004	6.5	11.0
30	Sx	Top	40x50	0.163	0.109	0.004	5.8	9.7
		Bottom	40x50	0.109	0.163	0.004	7.0	11.8
30	Dx	Top	40x50	0.163	0.109	0.004	5.8	9.7
		Bottom	40x50	0.109	0.163	0.004	7.0	11.8
31	Sx	Top	40x50	0.145	0.127	0.004	6.2	10.4
		Bottom	40x50	0.127	0.145	0.004	6.6	11.0
31	Dx	Top	40x50	0.145	0.127	0.004	6.2	10.4
		Bottom	40x50	0.127	0.145	0.004	6.6	11.0
32	Sx	Top	40x50	0.145	0.072	0.004	5.5	9.0
		Bottom	40x50	0.072	0.145	0.004	7.5	12.6
1	Dx	Top	40x50	0.145	0.072	0.002	4.9	8.4
		Bottom	40x50	0.072	0.145	0.002	6.7	11.9
9	Sx	Top	40x50	0.090	0.145	0.002	6.3	11.2
		Bottom	40x50	0.145	0.090	0.002	5.1	8.9
9	Dx	Top	40x50	0.090	0.145	0.002	7.6	11.4
		Bottom	40x50	0.145	0.090	0.002	6.1	9.1
17	Sx	Top	40x50	0.090	0.145	0.002	7.6	11.4
		Bottom	40x50	0.145	0.090	0.002	6.1	9.1
17	Dx	Top	40x50	0.090	0.145	0.002	6.3	11.2
		Bottom	40x50	0.145	0.090	0.002	5.1	8.9
25	Sx	Top	40x50	0.145	0.072	0.002	4.9	8.4
		Bottom	40x50	0.072	0.145	0.002	6.7	11.9
2	Dx	Top	40x50	0.145	0.054	0.002	4.6	7.9
		Bottom	40x50	0.054	0.145	0.002	7.1	12.7
10	Sx	Top	40x50	0.090	0.109	0.002	5.9	10.5
		Bottom	40x50	0.109	0.090	0.002	5.5	9.6
10	Dx	Top	40x50	0.090	0.109	0.002	7.1	10.6

		Bottom	40x50	0.109	0.090	0.002	6.5	9.7
18	Sx	Top	40x50	0.090	0.145	0.002	7.6	11.4
		Bottom	40x50	0.145	0.090	0.002	6.1	9.1
18	Dx	Top	40x50	0.090	0.145	0.002	6.3	11.2
		Bottom	40x50	0.145	0.090	0.002	5.1	8.9
26	Sx	Top	40x50	0.145	0.090	0.002	5.1	8.9
		Bottom	40x50	0.090	0.145	0.002	6.3	11.2
3	Dx	Top	40x50	0.145	0.054	0.002	4.6	7.9
		Bottom	40x50	0.054	0.145	0.002	7.1	12.7
11	Sx	Top	40x50	0.090	0.109	0.002	5.9	10.5
		Bottom	40x50	0.109	0.090	0.002	5.5	9.6
11	Dx	Top	40x50	0.090	0.109	0.002	7.1	10.6
		Bottom	40x50	0.109	0.090	0.002	6.5	9.7
19	Sx	Top	40x50	0.090	0.145	0.002	7.6	11.4
		Bottom	40x50	0.145	0.090	0.002	6.1	9.1
19	Dx	Top	40x50	0.090	0.145	0.002	6.3	11.2
		Bottom	40x50	0.145	0.090	0.002	5.1	8.9
27	Sx	Top	40x50	0.145	0.090	0.002	5.1	8.9
		Bottom	40x50	0.090	0.145	0.002	6.3	11.2
4	Dx	Top	40x50	0.145	0.090	0.003	5.2	9.0
		Bottom	40x50	0.090	0.145	0.003	6.4	11.4
12	Sx	Top	40x50	0.127	0.181	0.002	6.2	10.9
		Bottom	40x50	0.181	0.127	0.002	5.3	9.2
12	Dx	Top	40x50	0.127	0.181	0.002	7.4	11.1
		Bottom	40x50	0.181	0.127	0.002	6.3	9.3
20	Sx	Top	40x50	0.127	0.181	0.002	7.4	11.1
		Bottom	40x50	0.181	0.127	0.002	6.3	9.3
20	Dx	Top	40x50	0.127	0.181	0.002	6.2	10.9
		Bottom	40x50	0.181	0.127	0.002	5.3	9.2
28	Sx	Top	40x50	0.145	0.090	0.003	5.2	9.0
		Bottom	40x50	0.090	0.145	0.003	6.4	11.4
5	Dx	Top	40x50	0.145	0.127	0.006	6.0	10.6
		Bottom	40x50	0.127	0.145	0.006	6.3	11.3
13	Sx	Top	40x50	0.127	0.217	0.003	6.5	11.6
		Bottom	40x50	0.217	0.127	0.003	5.1	8.9
13	Dx	Top	40x50	0.127	0.217	0.002	7.7	11.5
		Bottom	40x50	0.217	0.127	0.002	6.0	8.9
21	Sx	Top	40x50	0.127	0.199	0.002	7.6	11.3
		Bottom	40x50	0.199	0.127	0.002	6.2	9.1
21	Dx	Top	40x50	0.127	0.199	0.002	6.3	11.2
		Bottom	40x50	0.199	0.127	0.002	5.1	9.0
29	Sx	Top	40x50	0.145	0.109	0.006	5.8	10.2

		Bottom	40x50	0.109	0.145	0.006	6.6	11.7
6	Dx	Top	40x50	0.145	0.054	0.002	4.6	7.9
		Bottom	40x50	0.054	0.145	0.002	7.1	12.7
14	Sx	Top	40x50	0.090	0.109	0.002	5.9	10.5
		Bottom	40x50	0.109	0.090	0.002	5.5	9.6
14	Dx	Top	40x50	0.090	0.109	0.002	7.1	10.6
		Bottom	40x50	0.109	0.090	0.002	6.5	9.7
22	Sx	Top	40x50	0.090	0.145	0.002	7.6	11.4
		Bottom	40x50	0.145	0.090	0.002	6.1	9.1
22	Dx	Top	40x50	0.090	0.145	0.002	6.3	11.2
		Bottom	40x50	0.145	0.090	0.002	5.1	8.9
30	Sx	Top	40x50	0.145	0.090	0.002	5.1	8.9
		Bottom	40x50	0.090	0.145	0.002	6.3	11.2
7	Dx	Top	40x50	0.145	0.054	0.002	4.6	7.9
		Bottom	40x50	0.054	0.145	0.002	7.1	12.7
15	Sx	Top	40x50	0.090	0.109	0.002	5.9	10.5
		Bottom	40x50	0.109	0.090	0.002	5.5	9.6
15	Dx	Top	40x50	0.090	0.109	0.002	7.1	10.6
		Bottom	40x50	0.109	0.090	0.002	6.5	9.7
23	Sx	Top	40x50	0.090	0.145	0.002	7.6	11.4
		Bottom	40x50	0.145	0.090	0.002	6.1	9.1
23	Dx	Top	40x50	0.090	0.145	0.002	6.3	11.2
		Bottom	40x50	0.145	0.090	0.002	5.1	8.9
31	Sx	Top	40x50	0.145	0.090	0.002	5.1	8.9
		Bottom	40x50	0.090	0.145	0.002	6.3	11.2
8	Dx	Top	40x50	0.145	0.072	0.002	4.9	8.4
		Bottom	40x50	0.072	0.145	0.002	6.7	11.9
16	Sx	Top	40x50	0.090	0.145	0.002	6.3	11.2
		Bottom	40x50	0.145	0.090	0.002	5.1	8.9
16	Dx	Top	40x50	0.090	0.145	0.002	7.6	11.4
		Bottom	40x50	0.145	0.090	0.002	6.1	9.1
24	Sx	Top	40x50	0.090	0.145	0.002	7.6	11.4
		Bottom	40x50	0.145	0.090	0.002	6.1	9.1
24	Dx	Top	40x50	0.090	0.145	0.002	6.3	11.2
		Bottom	40x50	0.145	0.090	0.002	5.1	8.9
32	Sx	Top	40x50	0.145	0.072	0.002	4.9	8.4
		Bottom	40x50	0.072	0.145	0.002	6.7	11.9

Tabella A.12 – Duttività delle sezioni delle travi del primo livello.

Nodo	Lato	Posizione	Sezione	ω	ω'	ρ_{sx}	$\mu\theta$	μ_x
1	Dx	Top	30x50	0.121	0.072	0.004	5.5	9.2
		Bottom	30x50	0.072	0.121	0.004	7.0	11.8
2	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
2	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
3	Sx	Top	30x50	0.193	0.145	0.006	6.0	10.0
		Bottom	30x50	0.145	0.193	0.006	6.8	11.5
3	Dx	Top	30x50	0.193	0.145	0.004	5.8	9.7
		Bottom	30x50	0.145	0.193	0.004	6.6	11.1
4	Sx	Top	30x50	0.121	0.072	0.004	5.5	9.2
		Bottom	30x50	0.072	0.121	0.004	7.0	11.8
5	Dx	Top	30x50	0.121	0.072	0.004	5.5	9.2
		Bottom	30x50	0.072	0.121	0.004	7.0	11.8
6	Sx	Top	30x50	0.193	0.145	0.006	6.0	10.0
		Bottom	30x50	0.145	0.193	0.006	6.8	11.5
6	Dx	Top	30x50	0.193	0.145	0.004	5.8	9.7
		Bottom	30x50	0.145	0.193	0.004	6.6	11.1
7	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
7	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
8	Sx	Top	30x50	0.121	0.072	0.004	5.5	9.2
		Bottom	30x50	0.072	0.121	0.004	7.0	11.8
9	Dx	Top	30x50	0.145	0.072	0.006	5.5	9.1
		Bottom	30x50	0.072	0.145	0.006	7.5	12.7
10	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
10	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
11	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
11	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
12	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
12	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
13	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7

13	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
14	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
14	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
15	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
15	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
16	Sx	Top	30x50	0.145	0.072	0.006	5.5	9.1
		Bottom	30x50	0.072	0.145	0.006	7.5	12.7
17	Dx	Top	30x50	0.145	0.072	0.006	5.5	9.1
		Bottom	30x50	0.072	0.145	0.006	7.5	12.7
18	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
18	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
19	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
19	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
20	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
20	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
21	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
21	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
22	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
22	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
23	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
23	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.4	10.8
24	Sx	Top	30x50	0.145	0.072	0.006	5.5	9.1
		Bottom	30x50	0.072	0.145	0.006	7.5	12.7
25	Dx	Top	30x50	0.145	0.072	0.004	5.3	8.8
		Bottom	30x50	0.072	0.145	0.004	7.3	12.3

26	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
26	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
27	Sx	Top	30x50	0.169	0.145	0.004	6.0	10.0
		Bottom	30x50	0.145	0.169	0.004	6.4	10.8
27	Dx	Top	30x50	0.169	0.145	0.006	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.169	0.006	6.6	11.2
28	Sx	Top	30x50	0.193	0.145	0.006	6.0	10.0
		Bottom	30x50	0.145	0.193	0.006	6.8	11.5
28	Dx	Top	30x50	0.193	0.145	0.006	5.8	9.9
		Bottom	30x50	0.145	0.193	0.006	6.6	11.4
29	Sx	Top	30x50	0.193	0.145	0.006	5.8	9.9
		Bottom	30x50	0.145	0.193	0.006	6.6	11.4
29	Dx	Top	30x50	0.193	0.145	0.006	6.0	10.0
		Bottom	30x50	0.145	0.193	0.006	6.8	11.5
30	Sx	Top	30x50	0.169	0.145	0.006	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.169	0.006	6.6	11.2
30	Dx	Top	30x50	0.169	0.145	0.006	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.169	0.006	6.6	11.2
31	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
31	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
32	Sx	Top	30x50	0.145	0.072	0.004	5.3	8.8
		Bottom	30x50	0.072	0.145	0.004	7.3	12.3
1	Dx	Top	30x50	0.145	0.072	0.003	4.9	8.5
		Bottom	30x50	0.072	0.145	0.003	6.7	11.9
9	Sx	Top	30x50	0.193	0.145	0.003	5.3	9.3
		Bottom	30x50	0.145	0.193	0.003	6.1	10.8
9	Dx	Top	30x50	0.193	0.145	0.004	6.5	9.6
		Bottom	30x50	0.145	0.193	0.004	7.4	11.0
17	Sx	Top	30x50	0.193	0.145	0.004	6.5	9.6
		Bottom	30x50	0.145	0.193	0.004	7.4	11.0
17	Dx	Top	30x50	0.193	0.145	0.003	5.3	9.3
		Bottom	30x50	0.145	0.193	0.003	6.1	10.8
25	Sx	Top	30x50	0.145	0.072	0.003	4.9	8.5
		Bottom	30x50	0.072	0.145	0.003	6.7	11.9
2	Dx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
10	Sx	Top	50x25	0.145	0.174	0.002	4.0	6.6
		Bottom	50x25	0.174	0.145	0.002	3.7	6.0

10	Dx	Top	50x25	0.145	0.174	0.002	5.3	7.1
		Bottom	50x25	0.174	0.145	0.002	4.9	6.5
18	Sx	Top	50x25	0.145	0.174	0.002	5.3	7.1
		Bottom	50x25	0.174	0.145	0.002	4.9	6.5
18	Dx	Top	50x25	0.145	0.174	0.002	4.0	6.6
		Bottom	50x25	0.174	0.145	0.002	3.7	6.0
26	Sx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
3	Dx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
11	Sx	Top	50x25	0.145	0.174	0.002	4.0	6.6
		Bottom	50x25	0.174	0.145	0.002	3.7	6.0
11	Dx	Top	50x25	0.145	0.174	0.002	5.3	7.1
		Bottom	50x25	0.174	0.145	0.002	4.9	6.5
19	Sx	Top	50x25	0.145	0.174	0.002	5.3	7.1
		Bottom	50x25	0.174	0.145	0.002	4.9	6.5
19	Dx	Top	50x25	0.145	0.174	0.002	4.0	6.6
		Bottom	50x25	0.174	0.145	0.002	3.7	6.0
27	Sx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
4	Dx	Top	30x50	0.097	0.072	0.004	5.4	9.5
		Bottom	30x50	0.072	0.097	0.004	6.1	10.9
12	Sx	Top	30x50	0.265	0.145	0.008	5.4	9.5
		Bottom	30x50	0.145	0.265	0.008	7.1	12.7
12	Dx	Top	50x25	0.318	0.174	0.002	4.4	5.9
		Bottom	50x25	0.174	0.318	0.002	5.8	7.8
20	Sx	Top	50x25	0.203	0.174	0.002	4.9	6.5
		Bottom	50x25	0.174	0.203	0.002	5.3	7.0
20	Dx	Top	50x25	0.203	0.174	0.002	3.7	6.1
		Bottom	50x25	0.174	0.203	0.002	4.0	6.6
28	Sx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
5	Dx	Top	30x50	0.097	0.072	0.004	5.4	9.5
		Bottom	30x50	0.072	0.097	0.004	6.1	10.9
13	Sx	Top	30x50	0.265	0.145	0.008	5.4	9.5
		Bottom	30x50	0.145	0.265	0.008	7.1	12.7
13	Dx	Top	50x25	0.318	0.174	0.002	4.4	5.9
		Bottom	50x25	0.174	0.318	0.002	5.8	7.8
21	Sx	Top	50x25	0.203	0.174	0.002	4.9	6.5
		Bottom	50x25	0.174	0.203	0.002	5.3	7.0
21	Dx	Top	50x25	0.203	0.174	0.002	3.7	6.1
		Bottom	50x25	0.174	0.203	0.002	4.0	6.6

29	Sx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
6	Dx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
14	Sx	Top	50x25	0.145	0.174	0.002	4.0	6.6
		Bottom	50x25	0.174	0.145	0.002	3.7	6.0
14	Dx	Top	50x25	0.145	0.174	0.002	5.3	7.1
		Bottom	50x25	0.174	0.145	0.002	4.9	6.5
22	Sx	Top	50x25	0.145	0.174	0.002	5.3	7.1
		Bottom	50x25	0.174	0.145	0.002	4.9	6.5
22	Dx	Top	50x25	0.145	0.174	0.002	4.0	6.6
		Bottom	50x25	0.174	0.145	0.002	3.7	6.0
30	Sx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
7	Dx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
15	Sx	Top	50x25	0.145	0.174	0.002	4.0	6.6
		Bottom	50x25	0.174	0.145	0.002	3.7	6.0
15	Dx	Top	50x25	0.145	0.174	0.002	5.3	7.1
		Bottom	50x25	0.174	0.145	0.002	4.9	6.5
23	Sx	Top	50x25	0.145	0.174	0.002	5.3	7.1
		Bottom	50x25	0.174	0.145	0.002	4.9	6.5
23	Dx	Top	50x25	0.145	0.174	0.002	4.0	6.6
		Bottom	50x25	0.174	0.145	0.002	3.7	6.0
31	Sx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
8	Dx	Top	30x50	0.145	0.072	0.003	4.9	8.5
		Bottom	30x50	0.072	0.145	0.003	6.7	11.9
16	Sx	Top	30x50	0.193	0.145	0.003	5.3	9.3
		Bottom	30x50	0.145	0.193	0.003	6.1	10.8
16	Dx	Top	30x50	0.193	0.145	0.004	6.5	9.6
		Bottom	30x50	0.145	0.193	0.004	7.4	11.0
24	Sx	Top	30x50	0.193	0.145	0.004	6.5	9.6
		Bottom	30x50	0.145	0.193	0.004	7.4	11.0
24	Dx	Top	30x50	0.193	0.145	0.003	5.3	9.3
		Bottom	30x50	0.145	0.193	0.003	6.1	10.8
32	Sx	Top	30x50	0.145	0.072	0.003	4.9	8.5
		Bottom	30x50	0.072	0.145	0.003	6.7	11.9

Tabella A.13 – Duttilità delle sezioni delle travi del secondo livello.

Nodo	Lato	Posizione	Sezione	ω	ω'	ρ_{sx}	$\mu\theta$	μ_x
1	Dx	Top	30x50	0.072	0.072	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.004	6.2	10.4
2	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
2	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
3	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
3	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
4	Sx	Top	30x50	0.072	0.072	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.004	6.2	10.4
5	Dx	Top	30x50	0.121	0.072	0.004	5.5	9.2
		Bottom	30x50	0.072	0.121	0.004	7.0	11.8
6	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
6	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
7	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
7	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
8	Sx	Top	30x50	0.121	0.072	0.004	5.5	9.2
		Bottom	30x50	0.072	0.121	0.004	7.0	11.8
9	Dx	Top	30x50	0.121	0.072	0.004	5.5	9.2
		Bottom	30x50	0.072	0.121	0.004	7.0	11.8
10	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
10	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
11	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
11	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
12	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
12	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
13	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7

13	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
14	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
14	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
15	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
15	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
16	Sx	Top	30x50	0.121	0.072	0.004	5.5	9.2
		Bottom	30x50	0.072	0.121	0.004	7.0	11.8
17	Dx	Top	30x50	0.121	0.072	0.004	5.5	9.2
		Bottom	30x50	0.072	0.121	0.004	7.0	11.8
18	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
18	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
19	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
19	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
20	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
20	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
21	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
21	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
22	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
22	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
23	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
23	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
24	Sx	Top	30x50	0.121	0.072	0.004	5.5	9.2
		Bottom	30x50	0.072	0.121	0.004	7.0	11.8
25	Dx	Top	30x50	0.121	0.072	0.004	5.5	9.2
		Bottom	30x50	0.072	0.121	0.004	7.0	11.8

26	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
26	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
27	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
27	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
28	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
28	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
29	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.006	6.2	10.7
29	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
30	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
30	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
31	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
31	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
32	Sx	Top	30x50	0.121	0.072	0.004	5.5	9.2
		Bottom	30x50	0.072	0.121	0.004	7.0	11.8
1	Dx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
9	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
9	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
17	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
17	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
25	Sx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
2	Dx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
10	Sx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	3.8	6.3

10	Dx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
18	Sx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
18	Dx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	3.8	6.3
26	Sx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
3	Dx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
11	Sx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	3.8	6.3
11	Dx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
19	Sx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
19	Dx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	3.8	6.3
27	Sx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
4	Dx	Top	30x50	0.097	0.072	0.003	5.3	9.3
		Bottom	30x50	0.072	0.097	0.003	6.1	10.8
12	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	5.8	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	5.8	10.2
12	Dx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
20	Sx	Top	50x25	0.174	0.232	0.002	5.4	7.3
		Bottom	50x25	0.232	0.174	0.002	4.8	6.3
20	Dx	Top	50x25	0.174	0.232	0.002	4.1	6.8
		Bottom	50x25	0.232	0.174	0.002	3.6	5.9
28	Sx	Top	50x25	0.116	0.145	0.002	4.0	6.7
		Bottom	50x25	0.145	0.116	0.002	3.6	6.0
5	Dx	Top	30x50	0.097	0.072	0.003	5.3	9.3
		Bottom	30x50	0.072	0.097	0.003	6.1	10.8
13	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	5.8	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	5.8	10.2
13	Dx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
21	Sx	Top	50x25	0.174	0.232	0.002	5.4	7.3
		Bottom	50x25	0.232	0.174	0.002	4.8	6.3
21	Dx	Top	50x25	0.174	0.232	0.002	4.1	6.8
		Bottom	50x25	0.232	0.174	0.002	3.6	5.9

29	Sx	Top	50x25	0.116	0.145	0.002	4.0	6.7
		Bottom	50x25	0.145	0.116	0.002	3.6	6.0
6	Dx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
14	Sx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	3.8	6.3
14	Dx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
22	Sx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
22	Dx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	3.8	6.3
30	Sx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
7	Dx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
15	Sx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	3.8	6.3
15	Dx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
23	Sx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	5.1	6.8
23	Dx	Top	50x25	0.174	0.174	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.174	0.174	0.002	3.8	6.3
31	Sx	Top	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	50x25	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
8	Dx	Top	30x50	0.087	0.087	0.002	3.8	6.3
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
16	Sx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
16	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
24	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
24	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
32	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0

Tabella A.14 – Duttilità delle sezioni delle travi dell'attico.

Nodo	Lato	Posizione	Sezione	ω	ω'	ρ_{sx}	μ_θ	μ_χ
3	Dx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	6.1	10.3
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	6.1	10.3
4	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	6.1	10.3
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	6.1	10.3
4	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	5.9	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	5.9	10.2
5	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	5.9	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	5.9	10.2
5	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	6.1	10.3
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	6.1	10.3
6	Sx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	6.1	10.3
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	6.1	10.3
11	Dx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	6.1	10.3
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	6.1	10.3
12	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
12	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.0	10.3
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.0	10.3
13	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.0	10.3
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.0	10.3
13	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
14	Sx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	6.1	10.3
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	6.1	10.3
19	Dx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	6.1	10.3
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	6.1	10.3
20	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
20	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.0	10.3
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.0	10.3
21	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.0	10.3
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.0	10.3
21	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.004	6.2	10.4
22	Sx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	6.1	10.3
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	6.1	10.3
27	Dx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	6.1	10.3
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	6.1	10.3

28	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	6.1	10.3
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	6.1	10.3
28	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	5.9	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	5.9	10.2
29	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	5.9	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	5.9	10.2
29	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	6.1	10.3
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	6.1	10.3
30	Sx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	6.1	10.3
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	6.1	10.3
3	Dx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
11	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
11	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
19	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
19	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
27	Sx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
4	Dx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
12	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
12	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
20	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
20	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
28	Sx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
5	Dx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
13	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
13	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
21	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2

21	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
29	Sx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
6	Dx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
14	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
14	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
22	Sx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	6.8	10.2
22	Dx	Top	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.145	0.145	0.003	5.7	10.0
30	Sx	Top	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0
		Bottom	30x50	0.072	0.072	0.003	5.7	10.0

APPENDICE B

Tabella B.1 – Dettagli geometrici delle sezioni dei pilastri a tutti i livelli (unità in cm, cm² e mm).

Pilastrata	Livello	Posizione	Sezione	b	h	A _l	Φ _{sw}	n ^o _b	s _h
1	1	Piede	65x45	65	45	32.99	10	4	100
		Testa	65x45	65	45	32.99	10	4	100
	2	Piede	60x40	60	40	25.38	10	2	80
		Testa	60x40	60	40	25.38	10	2	80
	3	Piede	55x35	55	35	25.38	10	2	80
		Testa	55x35	55	35	25.38	10	2	80
	4	Piede	50x35	50	35	22.87	10	2	80
		Testa	50x35	50	35	22.87	10	2	80
	5	Piede	45x30	45	30	22.81	10	2	70
		Testa	45x30	45	30	22.81	10	2	70
2	1	Piede	65x45	65	45	30.41	10	4	110
		Testa	65x45	65	45	30.41	10	4	110
	2	Piede	60x40	60	40	27.90	10	4	100
		Testa	60x40	60	40	27.90	10	4	100
	3	Piede	55x35	55	35	27.90	10	2	80
		Testa	55x35	55	35	27.90	10	2	80
	4	Piede	50x35	50	35	25.38	10	2	80
		Testa	50x35	50	35	25.38	10	2	80
	5	Piede	45x30	45	30	22.81	10	2	70
		Testa	45x30	45	30	22.81	10	2	70
3	1	Piede	50x50	50	50	25.38	10	4	100
		Testa	50x50	50	50	25.38	10	4	100
	2	Piede	45x45	45	45	20.36	10	4	100
		Testa	45x45	45	45	20.36	10	4	100
	3	Piede	35x35	35	35	20.36	10	2	80
		Testa	35x35	35	35	20.36	10	2	80
	4	Piede	30x30	30	30	12.32	10	2	70
		Testa	30x30	30	30	12.32	10	2	70
	5	Piede	30x30	30	30	9.24	10	2	70
		Testa	30x30	30	30	9.24	10	2	70
4	1	Piede	50x50	50	50	25.38	10	4	100
		Testa	50x50	50	50	25.38	10	4	100
	2	Piede	45x45	45	45	20.36	10	4	100
		Testa	45x45	45	45	20.36	10	4	100
	3	Piede	35x35	35	35	12.32	10	2	80
		Testa	35x35	35	35	12.32	10	2	80
	4	Piede	30x30	30	30	12.32	10	2	70

	5	Testa	30x30	30	30	12.32	10	2	70
		Piede	30x30	30	30	9.24	10	2	70
		Testa	30x30	30	30	9.24	10	2	70
5	1	Piede	65x45	65	45	55.79	10	4	100
		Testa	65x45	65	45	55.79	10	4	100
	2	Piede	60x40	60	40	53.22	10	4	100
		Testa	60x40	60	40	53.22	10	4	100
	3	Piede	55x35	55	35	53.22	10	2	80
		Testa	55x35	55	35	53.22	10	2	80
	4	Piede	50x35	50	35	43.10	10	2	80
		Testa	50x35	50	35	43.10	10	2	80
	5	Piede	45x30	45	30	45.62	10	2	70
		Testa	45x30	45	30	45.62	10	2	70
6	1	Piede	70x50	70	50	48.19	10	4	100
		Testa	70x50	70	50	48.19	10	4	100
	2	Piede	70x45	70	45	45.62	10	4	100
		Testa	70x45	70	45	45.62	10	4	100
	3	Piede	65x45	65	45	45.62	10	4	100
		Testa	65x45	65	45	45.62	10	4	100
	4	Piede	60x40	60	40	38.01	10	4	100
		Testa	60x40	60	40	38.01	10	4	100
	5	Piede	50x40	50	40	48.19	10	2	80
		Testa	50x40	50	40	48.19	10	2	80
7	1	Piede	45x65	45	65	30.41	10	4	110
		Testa	45x65	45	65	30.41	10	4	110
	2	Piede	40x60	40	60	25.38	10	4	100
		Testa	40x60	40	60	25.38	10	4	100
	3	Piede	35x55	35	55	25.38	10	2	80
		Testa	35x55	35	55	25.38	10	2	80
	4	Piede	35x50	35	50	18.35	10	2	80
		Testa	35x50	35	50	18.35	10	2	80
	5	Piede	30x45	30	45	15.27	10	2	70
		Testa	30x45	30	45	15.27	10	2	70
8	1	Piede	45x65	45	65	30.41	10	4	110
		Testa	45x65	45	65	30.41	10	4	110
	2	Piede	40x60	40	60	25.38	10	4	100
		Testa	40x60	40	60	25.38	10	4	100
	3	Piede	35x55	35	55	20.36	10	2	80
		Testa	35x55	35	55	20.36	10	2	80
	4	Piede	35x50	35	50	18.35	10	2	80
		Testa	35x50	35	50	18.35	10	2	80
	5	Piede	30x45	30	45	15.27	10	2	70

		Testa	30x45	30	45	15.27	10	2	70
9	1	Piede	65x45	65	45	30.41	10	4	110
		Testa	65x45	65	45	30.41	10	4	110
	2	Piede	60x40	60	40	25.38	10	4	100
		Testa	60x40	60	40	25.38	10	4	100
	3	Piede	55x35	55	35	20.36	10	2	80
		Testa	55x35	55	35	20.36	10	2	80
	4	Piede	50x35	50	35	22.87	10	2	70
		Testa	50x35	50	35	22.87	10	2	70
	5	Piede	45x30	45	30	15.27	10	2	70
		Testa	45x30	45	30	15.27	10	2	70
10	1	Piede	65x45	65	45	30.41	10	4	110
		Testa	65x45	65	45	30.41	10	4	110
	2	Piede	60x40	60	40	25.38	10	4	100
		Testa	60x40	60	40	25.38	10	4	100
	3	Piede	55x35	55	35	25.38	10	2	80
		Testa	55x35	55	35	25.38	10	2	80
	4	Piede	50x35	50	35	23.44	10	2	80
		Testa	50x35	50	35	23.44	10	2	80
	5	Piede	45x30	45	30	18.35	10	2	70
		Testa	45x30	45	30	18.35	10	2	70
11	1	Piede	65x45	65	45	30.41	10	4	110
		Testa	65x45	65	45	30.41	10	4	110
	2	Piede	60x40	60	40	25.38	10	4	100
		Testa	60x40	60	40	25.38	10	4	100
	3	Piede	55x35	55	35	20.36	10	2	80
		Testa	55x35	55	35	20.36	10	2	80
	4	Piede	50x35	50	35	18.35	10	2	80
		Testa	50x35	50	35	18.35	10	2	80
	5	Piede	45x30	45	30	15.27	10	2	70
		Testa	45x30	45	30	15.27	10	2	70
12	1	Piede	45x65	45	65	30.41	10	4	110
		Testa	45x65	45	65	30.41	10	4	110
	2	Piede	40x60	40	60	25.38	10	4	100
		Testa	40x60	40	60	25.38	10	4	100
	3	Piede	35x55	35	55	20.36	10	2	80
		Testa	35x55	35	55	20.36	10	2	80
	4	Piede	35x50	35	50	18.35	10	2	80
		Testa	35x50	35	50	18.35	10	2	80
	5	Piede	30x45	30	45	18.35	10	2	70
		Testa	30x45	30	45	18.35	10	2	70
13	1	Piede	45x65	45	65	30.41	10	4	110

	2	Testa	45x65	45	65	30.41	10	4	110
		Piede	40x60	40	60	25.38	10	4	100
	3	Testa	40x60	40	60	25.38	10	4	100
		Piede	35x55	35	55	25.38	10	2	80
	4	Testa	35x55	35	55	25.38	10	2	80
		Piede	35x50	35	50	18.35	10	2	80
	5	Testa	35x50	35	50	18.35	10	2	80
		Piede	30x45	30	45	15.27	10	2	70
14	1	Testa	30x45	30	45	15.27	10	2	70
		Piede	50x50	50	50	25.38	10	4	100
	2	Testa	50x50	50	50	25.38	10	4	100
		Piede	45x45	45	45	20.36	10	4	100
	3	Testa	45x45	45	45	20.36	10	4	100
		Piede	35x35	35	35	16.34	10	2	80
	4	Testa	35x35	35	35	16.34	10	2	80
		Piede	30x30	30	30	12.32	10	2	70
5	Testa	30x30	30	30	12.32	10	2	70	
	Piede	30x30	30	30	9.24	10	2	70	
15	1	Testa	30x30	30	30	9.24	10	2	70
		Piede	65x45	65	45	30.41	10	4	110
	2	Testa	65x45	65	45	30.41	10	4	110
		Piede	60x40	60	40	25.38	10	4	100
	3	Testa	60x40	60	40	25.38	10	4	100
		Piede	55x35	55	35	20.36	10	2	80
	4	Testa	55x35	55	35	20.36	10	2	80
		Piede	50x35	50	35	18.35	10	2	80
5	Testa	50x35	50	35	18.35	10	2	80	
	Piede	45x30	45	30	15.27	10	2	70	
16	1	Testa	45x30	45	30	15.27	10	2	70
		Piede	65x45	65	45	30.41	10	4	110
	2	Testa	65x45	65	45	30.41	10	4	110
		Piede	60x40	60	40	25.38	10	4	100
	3	Testa	60x40	60	40	25.38	10	4	100
		Piede	55x35	55	35	20.36	10	2	80
	4	Testa	55x35	55	35	20.36	10	2	80
		Piede	50x35	50	35	18.35	10	2	80
5	Testa	50x35	50	35	18.35	10	2	80	
	Piede	45x30	45	30	20.29	10	2	70	
17	1	Testa	45x30	45	30	20.29	10	2	70
		Piede	50x50	50	50	25.38	10	4	100
	2	Testa	50x50	50	50	25.38	10	4	100
		Piede	45x45	45	45	20.36	10	4	100

	3	Testa	45x45	45	45	20.36	10	4	100
		Piede	35x35	35	35	12.32	10	2	80
	4	Testa	35x35	35	35	12.32	10	2	80
		Piede	30x30	30	30	12.32	10	2	70
	5	Piede	30x30	30	30	9.24	10	2	70
		Testa	30x30	30	30	9.24	10	2	70
18	1	Piede	65x45	65	45	30.41	10	4	110
		Testa	65x45	65	45	30.41	10	4	110
	2	Piede	60x40	60	40	25.38	10	4	100
		Testa	60x40	60	40	25.38	10	4	100
	3	Piede	55x35	55	35	20.36	10	2	80
		Testa	55x35	55	35	20.36	10	2	80
	4	Piede	50x35	50	35	18.35	10	2	80
		Testa	50x35	50	35	18.35	10	2	80
	5	Piede	45x30	45	30	15.27	10	2	70
		Testa	45x30	45	30	15.27	10	2	70
19	1	Piede	65x45	65	45	30.41	10	4	110
		Testa	65x45	65	45	30.41	10	4	110
	2	Piede	60x40	60	40	25.38	10	4	100
		Testa	60x40	60	40	25.38	10	4	100
	3	Piede	55x35	55	35	20.36	10	2	80
		Testa	55x35	55	35	20.36	10	2	80
	4	Piede	50x35	50	35	18.35	10	2	80
		Testa	50x35	50	35	18.35	10	2	80
	5	Piede	45x30	45	30	15.27	10	2	70
		Testa	45x30	45	30	15.27	10	2	70

Tabella B.2 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi del Livello 1 (unità in cm, cm² e mm).

Trave	Sezione	Posizione	b	h	A _s	Φ _{sw}	n ^o _b	s _h
1-2	Nodo iniziale	Top	30	50	17.78	8	2	80
		Bottom	30	50	10.18	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	7.60	8	2	210
		Bottom	30	50	10.18	8	2	210
	Nodo finale	Top	30	50	17.78	8	2	80
		Bottom	30	50	10.18	8	2	80
2-3	Nodo iniziale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160

	Nodo finale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
3-4	Nodo iniziale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
5-6	Nodo iniziale	Top	40	70	25.35	8	2	80
		Bottom	40	70	12.72	8	2	80
	Mezzeria	Top	40	70	10.15	8	2	170
		Bottom	40	70	12.72	8	2	170
	Nodo finale	Top	40	70	25.35	8	2	80
		Bottom	40	70	12.72	8	2	80
6-7	Nodo iniziale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
7-8	Nodo iniziale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
9-10	Nodo iniziale	Top	30	70	15.27	8	2	80
		Bottom	30	70	12.25	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	15.27	8	2	80
		Bottom	30	70	12.25	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	70	15.27	8	2	80
		Bottom	30	70	12.25	8	2	80
10-11	Nodo iniziale	Top	30	70	15.27	8	2	80
		Bottom	30	70	12.25	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	15.27	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	70	15.27	8	2	80
		Bottom	30	70	9.17	8	2	80
11-12	Nodo iniziale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160

	Nodo finale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
12-13	Nodo iniziale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
14-15	Nodo iniziale	Top	30	70	10.71	8	2	80
		Bottom	30	70	9.17	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	13.79	8	2	80
		Bottom	30	70	9.17	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	70	13.79	8	2	80
		Bottom	30	70	9.17	8	2	80
15-16	Nodo iniziale	Top	30	70	9.17	8	2	80
		Bottom	30	70	9.17	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	7.63	8	2	220
		Bottom	30	70	9.17	8	2	220
	Nodo finale	Top	30	70	15.27	8	2	80
		Bottom	30	70	9.17	8	2	80
17-18	Nodo iniziale	Top	30	50	10.71	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	12.25	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	50	12.25	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
18-19	Nodo iniziale	Top	30	50	12.25	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	12.72	8	2	240
		Bottom	30	50	7.63	8	2	240
	Nodo finale	Top	30	50	12.72	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
1-5	Nodo iniziale	Top	30	50	15.49	8	2	80
		Bottom	30	50	14.26	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	25.67	8	2	80
		Bottom	30	50	14.26	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	50	14.26	8	2	80
		Bottom	30	50	14.26	8	2	80
5-9	Nodo iniziale	Top	30	50	14.26	8	2	80
		Bottom	30	50	14.26	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	4.08	8	2	260
		Bottom	30	50	9.24	8	2	260

	Nodo finale	Top	30	50	14.26	8	2	80
		Bottom	30	50	9.24	8	2	80
9-14	Nodo iniziale	Top	50	25	12.25	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	12.25	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
14-17	Nodo iniziale	Top	50	25	12.25	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	12.25	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
10-15	Nodo iniziale	Top	50	25	7.70	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	7.70	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
15-18	Nodo iniziale	Top	50	25	7.70	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	7.70	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
2-6	Nodo iniziale	Top	30	60	12.72	8	2	80
		Bottom	30	60	10.71	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	60	12.72	8	2	80
		Bottom	30	60	10.71	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	60	12.72	8	2	80
		Bottom	30	60	10.71	8	2	80
6-11	Nodo iniziale	Top	30	60	12.72	8	2	80
		Bottom	30	60	10.71	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	60	7.63	8	2	260
		Bottom	30	60	7.63	8	2	260
	Nodo finale	Top	30	60	14.26	8	2	80
		Bottom	30	60	7.63	8	2	80
11-16	Nodo iniziale	Top	50	25	9.23	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160

	Nodo finale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
16-19	Nodo iniziale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
3-7	Nodo iniziale	Top	30	70	11.72	8	2	80
		Bottom	30	70	10.18	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	14.26	8	2	80
		Bottom	30	70	10.18	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	70	14.26	8	2	80
		Bottom	30	70	10.18	8	2	80
7-12	Nodo iniziale	Top	30	70	14.26	8	2	80
		Bottom	30	70	10.18	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	11.72	8	2	220
		Bottom	30	70	10.18	8	2	220
	Nodo finale	Top	30	70	13.98	8	2	80
		Bottom	30	70	10.18	8	2	80
4-8	Nodo iniziale	Top	30	50	11.25	8	2	80
		Bottom	30	50	9.17	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	11.25	8	2	80
		Bottom	30	50	9.17	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	50	12.79	8	2	80
		Bottom	30	50	9.17	8	2	80
8-13	Nodo iniziale	Top	30	50	12.79	8	2	80
		Bottom	30	50	9.17	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	11.72	8	2	240
		Bottom	30	50	6.63	8	2	240
	Nodo finale	Top	30	50	13.26	8	2	80
		Bottom	30	50	6.63	8	2	80

Tabella B.3 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi del Livello 2 (unità in cm, cm² e mm).

Trave	Sezione	Posizione	b	h	A _s	Φ _{sw}	n ^o _b	s _h
1-2	Nodo iniziale	Top	30	50	19.00	8	2	100
		Bottom	30	50	10.18	8	2	100
	Mezzeria	Top	30	50	7.60	8	2	220
		Bottom	30	50	10.18	8	2	220
	Nodo finale	Top	30	50	17.78	8	2	90
		Bottom	30	50	10.18	8	2	90

2-3	Nodo iniziale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
3-4	Nodo iniziale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
5-6	Nodo iniziale	Top	40	70	26.61	8	2	80
		Bottom	40	70	15.27	8	2	80
	Mezzeria	Top	40	70	15.20	8	2	180
		Bottom	40	70	15.27	8	2	180
	Nodo finale	Top	40	70	26.61	8	2	110
		Bottom	40	70	15.27	8	2	110
6-7	Nodo iniziale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
7-8	Nodo iniziale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
9-10	Nodo iniziale	Top	30	70	16.02	8	2	80
		Bottom	30	70	11.72	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	16.02	8	2	80
		Bottom	30	70	11.72	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	70	16.02	8	2	80
		Bottom	30	70	10.18	8	2	80
10-11	Nodo iniziale	Top	30	70	16.02	8	2	80
		Bottom	30	70	10.18	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	11.40	8	2	220
		Bottom	30	70	10.18	8	2	220
	Nodo finale	Top	30	70	16.02	8	2	80
		Bottom	30	70	10.18	8	2	80

11-12	Nodo iniziale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
12-13	Nodo iniziale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
14-15	Nodo iniziale	Top	30	70	10.71	8	2	80
		Bottom	30	70	9.17	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	10.71	8	2	80
		Bottom	30	70	9.17	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	70	13.79	8	2	80
		Bottom	30	70	9.17	8	2	80
15-16	Nodo iniziale	Top	30	70	13.79	8	2	80
		Bottom	30	70	9.17	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	7.63	8	2	230
		Bottom	30	70	9.17	8	2	230
	Nodo finale	Top	30	70	16.78	8	2	80
		Bottom	30	70	10.71	8	2	80
17-18	Nodo iniziale	Top	30	50	9.71	8	2	80
		Bottom	30	50	6.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	17.34	8	2	80
		Bottom	30	50	6.63	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	50	12.72	8	2	80
		Bottom	30	50	8.17	8	2	80
18-19	Nodo iniziale	Top	30	50	12.72	8	2	80
		Bottom	30	50	8.17	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	5.09	8	2	240
		Bottom	30	50	6.63	8	2	240
	Nodo finale	Top	30	50	13.26	8	2	80
		Bottom	30	50	6.63	8	2	80
1-5	Nodo iniziale	Top	30	50	16.49	8	2	80
		Bottom	30	50	14.26	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	11.40	8	2	150
		Bottom	30	50	14.26	8	2	150
	Nodo finale	Top	30	50	13.98	8	2	80
		Bottom	30	50	14.26	8	2	80

5-9	Nodo iniziale	Top	30	50	13.98	8	2	80
		Bottom	30	50	14.26	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	8.89	8	2	260
		Bottom	30	50	14.26	8	2	260
	Nodo finale	Top	30	50	13.98	8	2	80
		Bottom	30	50	12.72	8	2	80
9-14	Nodo iniziale	Top	50	25	12.31	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	12.21	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
14-17	Nodo iniziale	Top	50	25	12.31	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	12.21	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
10-15	Nodo iniziale	Top	50	25	7.70	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	7.70	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
15-18	Nodo iniziale	Top	50	25	7.70	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	7.70	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
2-6	Nodo iniziale	Top	30	60	14.26	8	2	80
		Bottom	30	60	10.18	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	60	14.26	8	2	80
		Bottom	30	60	10.18	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	60	14.26	8	2	80
		Bottom	30	60	11.72	8	2	80
6-11	Nodo iniziale	Top	30	60	14.26	8	2	80
		Bottom	30	60	11.72	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	60	7.63	8	2	240
		Bottom	30	60	10.18	8	2	240
	Nodo finale	Top	30	60	14.26	8	2	80
		Bottom	30	60	10.18	8	2	80

11-16	Nodo iniziale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
16-19	Nodo iniziale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
3-7	Nodo iniziale	Top	30	70	10.43	8	2	80
		Bottom	30	70	10.18	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	15.52	8	2	80
		Bottom	30	70	10.18	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	70	13.98	8	2	80
		Bottom	30	70	10.18	8	2	80
7-12	Nodo iniziale	Top	30	70	13.98	8	2	80
		Bottom	30	70	10.18	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	5.09	8	2	230
		Bottom	30	70	10.18	8	2	230
	Nodo finale	Top	30	70	16.49	8	2	80
		Bottom	30	70	10.18	8	2	80
4-8	Nodo iniziale	Top	30	50	10.71	8	2	80
		Bottom	30	50	9.17	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	10.71	8	2	80
		Bottom	30	50	9.17	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	50	13.26	8	2	80
		Bottom	30	50	9.17	8	2	80
8-13	Nodo iniziale	Top	30	50	13.26	8	2	80
		Bottom	30	50	9.17	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	7.63	8	2	240
		Bottom	30	50	9.17	8	2	240
	Nodo finale	Top	30	50	14.26	8	2	80
		Bottom	30	50	9.63	8	2	80

Tabella B.4 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi del Livello 3 (unità in cm, cm² e mm).

Trave	Sezione	Posizione	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>A_s</i>	Φ_{sw}	<i>n^o_b</i>	<i>s_h</i>
1-2		Top	30	50	17.78	8	2	100

	Nodo iniziale	Bottom	30	50	10.18	8	2	100
	Mezzeria	Top	30	50	7.60	8	2	220
		Bottom	30	50	10.18	8	2	220
	Nodo finale	Top	30	50	17.78	8	2	100
Bottom		30	50	10.18	8	2	100	
2-3	Nodo iniziale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
3-4	Nodo iniziale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
5-6	Nodo iniziale	Top	30	70	22.81	8	2	80
		Bottom	30	70	12.72	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	11.40	8	2	220
		Bottom	30	70	12.72	8	2	220
	Nodo finale	Top	30	70	22.81	8	2	80
		Bottom	30	70	12.72	8	2	80
6-7	Nodo iniziale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
7-8	Nodo iniziale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
9-10	Nodo iniziale	Top	30	70	12.72	8	2	80
		Bottom	30	70	9.24	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	12.72	8	2	80
		Bottom	30	70	9.24	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	70	14.26	8	2	80
		Bottom	30	70	9.24	8	2	80

10-11	Nodo iniziale	Top	30	70	14.26	8	2	80
		Bottom	30	70	9.24	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	7.63	8	2	230
		Bottom	30	70	9.24	8	2	230
	Nodo finale	Top	30	70	14.26	8	2	80
		Bottom	30	70	19.42	8	2	80
11-12	Nodo iniziale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
12-13	Nodo iniziale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
14-15	Nodo iniziale	Top	30	70	7.63	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	12.72	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	70	12.72	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
15-16	Nodo iniziale	Top	30	70	12.72	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	7.63	8	2	240
		Bottom	30	70	7.63	8	2	240
	Nodo finale	Top	30	70	22.81	8	2	80
		Bottom	30	70	9.17	8	2	80
17-18	Nodo iniziale	Top	30	50	6.63	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	6.63	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	50	11.72	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
18-19	Nodo iniziale	Top	30	50	11.72	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	6.63	8	2	240
		Bottom	30	50	7.63	8	2	240
	Nodo finale	Top	30	50	13.26	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80

1-5	Nodo iniziale	Top	30	50	13.26	8	2	80
		Bottom	30	50	11.72	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	10.18	8	2	160
		Bottom	30	50	11.72	8	2	160
	Nodo finale	Top	30	50	10.18	8	2	80
		Bottom	30	50	11.72	8	2	80
5-9	Nodo iniziale	Top	30	50	10.18	8	2	80
		Bottom	30	50	11.72	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	10.18	8	2	260
		Bottom	30	50	9.17	8	2	260
	Nodo finale	Top	30	50	13.26	8	2	80
		Bottom	30	50	9.17	8	2	80
9-14	Nodo iniziale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	12.31	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
14-17	Nodo iniziale	Top	50	25	12.31	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	12.31	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
10-15	Nodo iniziale	Top	50	25	7.70	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	7.70	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
15-18	Nodo iniziale	Top	50	25	7.70	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	7.70	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
2-6	Nodo iniziale	Top	30	60	11.72	8	2	80
		Bottom	30	60	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	60	13.26	8	2	80
		Bottom	30	60	9.17	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	60	13.26	8	2	80
		Bottom	30	60	9.17	8	2	80

6-11	Nodo iniziale	Top	30	60	13.26	8	2	80
		Bottom	30	60	9.17	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	60	6.63	8	2	240
		Bottom	30	60	6.63	8	2	240
	Nodo finale	Top	30	60	11.72	8	2	80
		Bottom	30	60	6.63	8	2	80
11-16	Nodo iniziale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
16-19	Nodo iniziale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
3-7	Nodo iniziale	Top	30	70	7.63	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	12.72	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	70	12.72	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
7-12	Nodo iniziale	Top	30	70	12.72	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	12.72	8	2	240
		Bottom	30	70	7.63	8	2	240
	Nodo finale	Top	30	70	15.27	8	2	80
		Bottom	30	70	9.17	8	2	80
4-8	Nodo iniziale	Top	30	50	7.63	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	15.27	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	50	12.72	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
8-13	Nodo iniziale	Top	30	50	12.72	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	10.18	8	2	240
		Bottom	30	50	7.63	8	2	240
	Nodo finale	Top	30	50	13.26	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80

Tabella B.5 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi del Livello 4 (unità in cm, cm² e mm).

Trave	Sezione	Posizione	b	h	A _s	Φ _{sw}	n ^o _b	s _h
1-2	Nodo iniziale	Top	30	50	16.52	8	2	80
		Bottom	30	50	10.71	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	8.90	8	2	240
		Bottom	30	50	10.71	8	2	240
	Nodo finale	Top	30	50	16.52	8	2	80
		Bottom	30	50	10.71	8	2	80
2-3	Nodo iniziale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
3-4	Nodo iniziale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
5-6	Nodo iniziale	Top	30	70	19.04	8	2	80
		Bottom	30	70	12.72	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	11.40	8	2	210
		Bottom	30	70	12.72	8	2	210
	Nodo finale	Top	30	70	20.55	8	2	80
		Bottom	30	70	12.72	8	2	80
6-7	Nodo iniziale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
7-8	Nodo iniziale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
9-10	Nodo iniziale	Top	30	70	9.71	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	11.25	8	2	80

		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	70	11.25	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
10-11	Nodo iniziale	Top	30	70	11.25	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	6.63	8	2	240
		Bottom	30	70	7.63	8	2	240
	Nodo finale	Top	30	70	11.25	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
11-12	Nodo iniziale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
12-13	Nodo iniziale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
14-15	Nodo iniziale	Top	30	70	7.63	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	10.71	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	70	10.71	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
15-16	Nodo iniziale	Top	30	70	10.71	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	7.63	8	2	240
		Bottom	30	70	7.63	8	2	240
	Nodo finale	Top	30	70	12.72	8	2	80
		Bottom	30	70	9.17	8	2	80
17-18	Nodo iniziale	Top	30	50	5.09	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	10.18	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	50	10.18	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
18-19	Nodo iniziale	Top	30	50	10.18	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	10.18	8	2	240

		Bottom	30	50	7.63	8	2	240
	Nodo finale	Top	30	50	11.72	8	2	80
		Bottom	30	50	7.63	8	2	80
1-5	Nodo iniziale	Top	30	50	9.71	8	2	80
		Bottom	30	50	6.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	6.63	8	2	220
		Bottom	30	50	6.63	8	2	220
	Nodo finale	Top	30	50	6.63	8	2	80
		Bottom	30	50	6.63	8	2	80
5-9	Nodo iniziale	Top	30	50	6.63	8	2	80
		Bottom	30	50	6.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	5.09	8	2	260
		Bottom	30	50	5.09	8	2	260
	Nodo finale	Top	30	50	9.71	8	2	80
		Bottom	30	50	5.09	8	2	80
9-14	Nodo iniziale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
14-17	Nodo iniziale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	6.16	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	10.78	8	2	50
		Bottom	50	25	6.16	8	2	50
10-15	Nodo iniziale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
15-18	Nodo iniziale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
2-6	Nodo iniziale	Top	30	60	7.63	8	2	80
		Bottom	30	60	6.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	60	7.63	8	2	80

		Bottom	30	60	6.63	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	60	10.18	8	2	80
		Bottom	30	60	6.63	8	2	80
6-11	Nodo iniziale	Top	30	60	10.18	8	2	80
		Bottom	30	60	6.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	60	9.17	8	2	240
		Bottom	30	60	6.63	8	2	240
	Nodo finale	Top	30	60	9.17	8	2	80
		Bottom	30	60	6.63	8	2	80
11-16	Nodo iniziale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
16-19	Nodo iniziale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	9.24	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
3-7	Nodo iniziale	Top	30	70	7.63	8	2	80
		Bottom	30	70	6.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	7.63	8	2	80
		Bottom	30	70	6.63	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	70	10.71	8	2	80
		Bottom	30	70	6.63	8	2	80
7-12	Nodo iniziale	Top	30	70	10.71	8	2	80
		Bottom	30	70	6.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	7.63	8	2	240
		Bottom	30	70	6.63	8	2	240
	Nodo finale	Top	30	70	12.25	8	2	80
		Bottom	30	70	8.17	8	2	80
4-8	Nodo iniziale	Top	30	50	5.09	8	2	80
		Bottom	30	50	6.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	11.25	8	2	200
		Bottom	30	50	6.63	8	2	200
	Nodo finale	Top	30	50	11.25	8	2	80
		Bottom	30	50	6.63	8	2	80
8-13	Nodo iniziale	Top	30	50	11.25	8	2	80
		Bottom	30	50	6.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	5.09	8	2	250

		Bottom	30	50	6.63	8	2	250
	Nodo finale	Top	30	50	11.25	8	2	80
		Bottom	30	50	6.63	8	2	80

Tabella B.6 – Dettagli geometrici delle sezioni delle travi del Livello 5 (unità in cm, cm² e mm).

Trave	Sezione	Posizione	b	h	A _s	Φ _{sw}	n ^o _b	s _h
1-2	Nodo iniziale	Top	30	50	9.71	8	2	80
		Bottom	30	50	5.09	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	5.09	8	2	260
		Bottom	30	50	6.63	8	2	260
	Nodo finale	Top	30	50	9.71	8	2	80
		Bottom	30	50	5.09	8	2	80
2-3	Nodo iniziale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
3-4	Nodo iniziale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
5-6	Nodo iniziale	Top	30	70	10.71	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	7.63	8	2	250
		Bottom	30	70	12.72	8	2	250
	Nodo finale	Top	30	70	13.79	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
6-7	Nodo iniziale	Top	50	25	6.16	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
7-8	Nodo iniziale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160

	Nodo finale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
9-10	Nodo iniziale	Top	30	70	6.63	8	2	80
		Bottom	30	70	6.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	8.17	8	2	80
		Bottom	30	70	6.63	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	70	8.17	8	2	80
		Bottom	30	70	6.63	8	2	80
10-11	Nodo iniziale	Top	30	70	8.17	8	2	80
		Bottom	30	70	6.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	8.17	8	2	250
		Bottom	30	70	6.63	8	2	250
	Nodo finale	Top	30	70	6.63	8	2	80
		Bottom	30	70	6.63	8	2	80
11-12	Nodo iniziale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
12-13	Nodo iniziale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
14-15	Nodo iniziale	Top	30	70	7.63	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	7.63	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	70	7.63	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
15-16	Nodo iniziale	Top	30	70	7.63	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	7.63	8	2	250
		Bottom	30	70	7.63	8	2	250
	Nodo finale	Top	30	70	7.63	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
17-18	Nodo iniziale	Top	30	50	6.16	8	2	80
		Bottom	30	50	5.09	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	6.16	8	2	210
		Bottom	30	50	5.09	8	2	210

	Nodo finale	Top	30	50	6.16	8	2	80
		Bottom	30	50	5.09	8	2	80
18-19	Nodo iniziale	Top	30	50	6.16	8	2	80
		Bottom	30	50	5.09	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	6.16	8	2	260
		Bottom	30	50	5.09	8	2	260
	Nodo finale	Top	30	50	6.16	8	2	80
		Bottom	30	50	5.09	8	2	80
1-5	Nodo iniziale	Top	30	50	5.09	8	2	80
		Bottom	30	50	5.09	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	5.09	8	2	230
		Bottom	30	50	5.09	8	2	230
	Nodo finale	Top	30	50	5.09	8	2	80
		Bottom	30	50	5.09	8	2	80
5-9	Nodo iniziale	Top	30	50	5.09	8	2	80
		Bottom	30	50	5.09	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	5.09	8	2	270
		Bottom	30	50	5.09	8	2	270
	Nodo finale	Top	30	50	5.09	8	2	80
		Bottom	30	50	5.09	8	2	80
9-14	Nodo iniziale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
14-17	Nodo iniziale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
10-15	Nodo iniziale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
15-18	Nodo iniziale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160

	Nodo finale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
2-6	Nodo iniziale	Top	30	60	6.63	8	2	80
		Bottom	30	60	6.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	60	8.17	8	2	80
		Bottom	30	60	6.63	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	60	8.17	8	2	80
		Bottom	30	60	6.63	8	2	80
6-11	Nodo iniziale	Top	30	60	8.17	8	2	80
		Bottom	30	60	6.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	60	6.63	8	2	250
		Bottom	30	60	6.63	8	2	250
	Nodo finale	Top	30	60	6.63	8	2	80
		Bottom	30	60	6.63	8	2	80
11-16	Nodo iniziale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
16-19	Nodo iniziale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
	Mezzeria	Top	50	25	4.62	8	2	160
		Bottom	50	25	4.62	8	2	160
	Nodo finale	Top	50	25	4.62	8	2	50
		Bottom	50	25	4.62	8	2	50
3-7	Nodo iniziale	Top	30	70	6.63	8	2	80
		Bottom	30	70	6.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	9.17	8	2	80
		Bottom	30	70	6.63	8	2	80
	Nodo finale	Top	30	70	7.63	8	2	80
		Bottom	30	70	6.63	8	2	80
7-12	Nodo iniziale	Top	30	70	7.63	8	2	80
		Bottom	30	70	6.63	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	70	6.63	8	2	250
		Bottom	30	70	7.63	8	2	250
	Nodo finale	Top	30	70	6.63	8	2	80
		Bottom	30	70	7.63	8	2	80
4-8	Nodo iniziale	Top	30	50	5.09	8	2	80
		Bottom	30	50	5.09	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	6.63	8	2	210
		Bottom	30	50	5.09	8	2	210

	Nodo finale	Top	30	50	6.63	8	2	80
		Bottom	30	50	5.09	8	2	80
8-13	Nodo iniziale	Top	30	50	6.63	8	2	80
		Bottom	30	50	5.09	8	2	80
	Mezzeria	Top	30	50	5.09	8	2	260
		Bottom	30	50	5.09	8	2	260
	Nodo finale	Top	30	50	6.63	8	2	80
		Bottom	30	50	5.09	8	2	80

