



Dottorato di Ricerca
in Ingegneria delle Strutture e del Recupero Edilizio ed Urbano

Università degli Studi di Salerno

Roberta Muscati **PROGETTAZIONE A MECCANISMO CONTROLLATO DI TELAI IN C.A.**

Roberta Muscati

**PROGETTAZIONE A MECCANISMO
CONTROLLATO DI TELAI IN C.A.**

XV Ciclo N.S. (2014-2016)



*Ministero dell'Istruzione,
dell'Università e della Ricerca*



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE

***Dottorato di Ricerca in Rischio E Sostenibilità Nei Sistemi
Dell'Ingegneria Civile, Edile E Ambientale***

Curriculum b: Ingegneria delle strutture e del recupero edilizio ed urbano

XV Ciclo N.S. (2014-2016)

TITOLO

**PROGETTAZIONE A MECCANISMO
CONTROLLATO DI TELAI IN C.A.**

Roberta Muscati

Il Tutor

Ing. Rosario Montuori

Il Coordinatore

Prof. Ciro Faella

INDICE

1	INTRODUZIONE	1
1.1	Generalità	1
1.2	Filosofia del Capacity Design	3
1.3	Motivazioni della ricerca	5
	Bibliografia	7
2	TEORIA DEL CONTROLLO DEL MECCANISMO DI COLLASSO PLASTICO	11
2.1	Generalità	11
2.2	Cerniere plastiche nelle travi	12
2.3	Tipologie di meccanismi di collasso	16
2.4	Scopo della progettazione	21
2.5	Valutazione degli effetti del secondo ordine	23
2.6	Evoluzione della ricerca	25
2.7	Fasi della progettazione	27

2.7.1	Cenni introduttivi	27
2.7.2	Fase di input	28
2.7.2.1	Dimensionamento delle travi	28
2.7.2.2	Scelta dello spostamento in testa	29
2.7.2.3	Valutazione delle forze sismiche di piano	30
2.7.3	Struttura generale del codice	30
2.7.4	Fase di elaborazione	31
2.7.4.1	Ripartizione delle sommatorie dei momenti tra le singole colonne di piano	31
2.7.4.2	Progetto delle colonne	32
2.7.5	Scelta dei punti di progetto per il dimensionamento delle colonne	34
2.7.6	Verifica della condizione tecnologica	38
2.7.7	Fase di output	40
	Bibliografia	41
3	EQUAZIONI DELLA TPMC PER I TELAI IN C.A.	44
3.1	Cenni introduttivi	44
3.2	Telai simmetrici con momento unico sulle travi	45
3.2.1	Concetto di curva di equilibrio	46

3.2.2	Meccanismo di tipo globale	46
3.2.3	Altri meccanismi	49
3.2.4	Meccanismo di tipo 1	49
3.2.5	Meccanismo di tipo 2	51
3.2.6	Meccanismo di tipo 3	52
3.2.7	Condizioni di progetto	54
3.2.7.1	Condizioni per scongiurare meccanismi tipo 1	56
3.2.7.2	Condizioni per scongiurare meccanismi tipo 2	57
3.2.7.3	Condizioni per scongiurare meccanismi tipo 3	58
3.2.8	Algoritmo di progetto	59
3.3	Telai generici con momenti differenti sulle travi	66
3.3.1	Concetto di curva di equilibrio, teoria generale	68
3.3.2	Meccanismo di tipo globale, teoria generale	68
3.3.3	Altri meccanismi, teoria generale	72
3.3.4	Meccanismo di tipo 1, teoria generale	73
3.3.5	Meccanismo di tipo 2, teoria generale	76
3.3.6	Meccanismo di tipo 3, teoria generale	79
3.3.7	Condizioni di progetto, teoria generale	81
3.3.7.1	Condizioni per scongiurare meccanismi tipo 1 nella teoria generale	82

3.3.7.2 Condizioni per scongiurare meccanismi tipo 2 nella teoria generale	84
3.3.7.3 Condizioni per scongiurare meccanismi tipo 3 nella teoria generale	85
3.3.8 Algoritmo di progetto nella teoria generale	86
Bibliografia	87
4 APPLICAZIONI DELLA TPMC	88
4.1 Generalità	88
4.2 Telaio simmetrico con momento unico sulla trave	89
4.2.1 Validazione della procedura di progetto	97
4.3 Telaio generico con momenti differenti sulle travi	99
4.3.1 Validazione della procedura TPMC	102
4.3.2 Analisi dei rapporti di sovra resistenza nei nodi	112
4.4 Ipotesi di calcolo	115
4.4.1 Resistenze di calcolo e legami costitutivi	115
4.4.2 Legami costitutivi del calcestruzzo	115
4.4.3 Legami tensione-deformazione dell'acciaio	117
4.5 Modellazione	118
Bibliografia	121

5	TEORIA TPMC VS EUROCODICI	122
5.1	Generalità	122
5.2	Metodologie progettuali a confronto	123
5.2.1	Progetto secondo TPMC	123
5.2.2	Progetto secondo EC8	132
5.2.3	Validazione della procedura di progetto	133
5.3	Considerazioni economiche	140
5.3.1	Calcestruzzo	140
5.3.2	Barre di armatura	141
5.3.3	Casseforme	141
5.3.4	Confronto strutture 3D	142
	Bibliografia	145
6	INTERFACCIA GRAFICA PER LA PROGETTAZIONE A MECCANISMO CONTROLLATO	146
6.1	Scopo del progetto	146
6.2	Descrizione del software	146
6.3	Manuale d'uso dell'interfaccia grafica	148
6.3.1	Indice del manuale	148

6.4 Struttura dell'interfaccia grafica	151
Bibliografia	187
Conclusioni	188
APPENDICE A	191
APPENDICE B	195

LISTA DELLE FIGURE

Figura 2.1	Sovrapposizione dei diagrammi per carichi verticali e forza orizzontale	13
Figura 2.2	Posizione della seconda cerniera plastica	14
Figura 2.3	Tipologia dei meccanismi di collasso	16
Figura 2.4	Meccanismo tipo 1 - Terremoto di Kobe, Giappone 17 Gennaio 1995	17
Figura 2.5	Meccanismo tipo 1 - Terremoto di Cotabato, Filippine 16 Agosto 1976	17
Figura 2.6	Meccanismo tipo 2 - Terremoto di Manabi, Ecuador 16 Aprile 2016	18
Figura 2.7	Meccanismo tipo 2 - Terremoto di Kobe, Giappone 17 Gennaio 1995	18
Figura 2.8	Meccanismo tipo 3 - Terremoto di Kobe, Giappone 17 Gennaio 1995	19
Figura 2.9	Meccanismo tipo 3 - Terremoto dell'Aquila, Italia Aprile 2009	20
Figura 2.10	Spostamenti verticali del secondo ordine	24

Figura 2.11	Considerazioni sulla forma del dominio M-N per elementi in c.a.	33
Figura 2.12 (a), (b)	Momenti delle travi al collasso per i due versi del sisma	35
Figura 2.13	Carichi trasmessi dalle travi in condizioni di collasso per sisma diretto da sinistra verso destra, nel caso di momento unico sulla trave	36
Figura 3.1	Condizione di progetto	55
Figura 3.2	Sforzi trasmessi dalle travi alle colonne, in condizioni di collasso	60
Figura 3.3	Meccanismi di collasso per $i_m = 1$	61
Figura 3.4	Momenti plastici coinvolti per sisma LR e per sisma RL	67
Figura 4.1	Schema strutturale del telaio di progetto	89
Figura 4.2	Curve di push-over per telaio progettato con TPMC	98
Figura 4.3	Configurazione delle cerniere plastiche per $\delta = \delta_u$	98
Figura 4.4	Schema strutturale del telaio di progetto	99
Figura 4.5	Sforzi normali trasmessi dalle travi al collasso	100
Figura 4.6	Curve di push-over per sisma LR ed RL	103

Figura 4.7 (a), (b)	Sviluppo delle cerniere plastiche in corrispondenza di $\delta = \delta_u$, per verso LR ed RL dell'azione sismica.	104
Figura 4.8	Spettri di risposta scalati allo stesso valore di S_a per $T_1 = 0.5$	105
Figura 4.9	Maximum Interstorey Drift ratio versus $S_a(T_1)$	105
Figura 4.10	Telaio quattro campate, dieci piani	107
Figura 4.11	Sovrapposizione della curva di push-over con la curva di equilibrio del meccanismo di collasso.	109
Figura 4.12	Sovrapposizione della curva di push-over con la curva di equilibrio del meccanismo di collasso, per modulo di Young pari a 10 volte il valore reale	111
Figura 4.13	Sviluppo delle cerniere plastiche in corrispondenza di $\delta = \delta_u$, per verso LR ed RL dell'azione sismica.	111
Figura 4.14	Rapporti SCWB del telaio a 5 piani, per sisma LR ed RL	113
Figura 4.15	Rapporti SCWB del telaio a 10 piani, per sisma LR ed RL	114
Figura 4.16 (a), (b), (c)	Relazioni $\sigma - \varepsilon$ per il calcestruzzo	116
Figura 4.16	Diagrammi $\sigma - \varepsilon$ per acciaio	117
Figura 4.17	Modellazione cerniera plastica travi	119
Figura 4.19	Modellazione cerniera plastica pilastri	119

Figura 4.20	Definizione dominio M-N per colonne	120
Figura 5.1	Schema strutturale del telaio di progetto	123
Figura 5.2	Curve di push-over per telaio progettato con TPMC ed EC8	134
Figura 5.3	Configurazione delle cerniere plastiche per $\delta = \delta_u$, per telaio TPMC.	134
Figura 5.4	Configurazione delle cerniere plastiche per $\delta = \delta_u$, per telaio EC8	135
Figura 5.5	Spettri di risposta scalati allo stesso valore di S_a per $T_1 = 0.65$	136
Figura 5.6	Maximum Interstorey Drift Ratio versus $S_a(T_1)$ in accordo con la TPMC	137
Figura 5.7	Evoluzione del meccanismo di collasso per il telaio TPMC con riferimento al sisma si Santa Barbara.	138
Figura 5.8	Maximum Interstorey Drift Ratio versus $S_a(T_1)$ in accordo con l'EC8	139
Figura 5.9	Carpenteria del piano tipo	143
Figura 5.10	Confronto economico tra le metodologie progettuali per le diverse strutture	144
Figura B.1	Carpenteria del piano tipo	195

LISTA DELLE TABELLE

Tabella 3.1	Annotazione	45
Tabella 3.2	Annotazione	66
Tabella 4.1	Sezioni ed armature delle travi	91
Tabella 4.2	Pendenze delle curve di equilibrio dei meccanismi (cm-1)	92
Tabella 4.3	Sforzi assiali nelle colonne, al collasso	92
Tabella 4.4	Valori di progetto delle colonne al primo piano	93
Tabella 4.5	Somma dei momenti plastici richiesti alle colonne di tutti i piani, al fine di scongiurare meccanismi indesiderati	94
Tabella 4.6	Valori di progetto delle colonne ai piani superiori	94
Tabella 4.7	Somma dei momenti plastici richiesti alle colonne di ciascun piano	95
Tabella 4.8	Valori finali di progetto delle colonne	96
Tabella 4.9	Verifica degli spostamenti	97

Tabella 4.10	Sezioni delle travi per i due estremi (L=left and R=right)	100
Tabella 4.11	Sforzo assiale nelle colonne dovuto ai carichi verticali	101
Tabella 4.12	Sforzi assiali dovuti alle azioni di taglio trasmesse dalle travi	101
Tabella 4.13	Valori di progetto delle colonne ad ogni piano per entrambi i versi del sisma	102
Tabella 4.14	Caratteristiche degli accelerogrammi	104
Tabella 4.15	Valori di $S_a(T_1)$ e PGA al collasso	106
Tabella 4.16	Sezioni delle travi per i due estremi (L=left and R=right)	107
Tabella 4.17	Valori di progetto delle colonne a ciascun piano	108
Tabella 5.1	Sezioni ed armature delle travi	125
Tabella 5.2	Pendenze delle curve di equilibrio dei meccanismi (cm-1)	126
Tabella 5.3	Sforzi assiali nelle colonne, al collasso	126
Tabella 5.4	Valori di progetto delle colonne al primo piano	127
Tabella 5.5	Somma dei momenti plastici richiesti alle colonne di tutti i piani, al fine di scongiurare meccanismi indesiderati	128

Tabella 5.6	Valori di progetto delle colonne a ciascun piano	128
Tabella 5.7	Somma dei momenti plastici richiesti alle colonne di ciascun piano	130
Tabella 5.8	Valori di progetto delle colonne ad ogni piano per sisma LR	130
Tabella 5.9	Verifica degli spostamenti	131
Tabella 5.10	Valori di progetto delle colonne a ogni piano, in accordo con l'EC8	132
Tabella 5.11	Caratteristiche degli accelerogrammi	136
Tabella 5.12	Valori di $S_a(T_1)$ in corrispondenza del collasso	139
Tabella B.1	Sezioni delle travi al piano tipo per struttura di 2 piani	196
Tabella B.2	Sezioni delle travi al piano di copertura per struttura di 2 piani	196
Tabella B.3	Sezioni delle colonne progettate secondo EC8, per struttura di 2 piani	197
Tabella B.4	Sezioni delle colonne progettate secondo TPMC, per struttura di 2 piani	198
Tabella B.5	Sezioni delle colonne progettate secondo EC8, per struttura di 4 piani	199
Tabella B.6	Sezioni delle colonne progettate secondo TPMC, per struttura di 4 piani	200

Tabella B.7	Sezioni delle colonne progettate secondo EC8, per struttura di 6 piani	201
Tabella B.8	Sezioni delle colonne progettate secondo TPMC, per struttura di 6 piani	202
Tabella B.9	Sezioni delle colonne progettate secondo EC8, per struttura di 8 piani	204
Tabella B.10	Sezioni delle colonne progettate secondo TPMC, per struttura di 8 piani	206

1 INTRODUZIONE

1.1 Generalità

Fin dall'antichità l'uomo ha intuito la grande importanza di annotare e tramandare ai posteri gli avvenimenti, ma soprattutto le catastrofi che si verificavano nel tempo. I terremoti hanno rappresentato, sempre, uno dei fenomeni naturali più temuti dall'uomo, a causa della loro imprevedibilità e distruttività. È comprensibile, quindi, che di molti eventi sismici del passato sia stata mantenuta la memoria non solo all'interno dei racconti o delle fonti letterarie, ma anche nei documenti storici.

Numerose sono, infatti, le testimonianze di eventi tellurici succedutisi nei secoli, e proprio questi preziosissimi frammenti di storia hanno permesso di arrivare, tramite studi di carattere statistico e probabilistico, all'insieme di raccomandazioni contenuto negli attuali codici normativi.

La norma stabilisce i requisiti fondamentali di prestazione applicabili agli edifici e alle opere di ingegneria civile ricadenti in zona sismica e fornisce le regole per la rappresentazione delle forze sismiche e per la loro combinazione con altre azioni, con l'obiettivo di assicurare che, in caso di terremoto, le vite umane siano protette, i danni siano limitati e le principali strutture di protezione civile rimangano in esercizio [1].

Purtroppo la crosta terrestre è in continua evoluzione, i terremoti si verificano quotidianamente, ad ogni ora del giorno; in media si registrano anche fino a 5000 scosse al giorno in tutto il mondo seppur, nella maggior parte dei casi, con intensità impercettibili per l'uomo.

L'esistenza di continui moti convettivi in corrispondenza del nucleo terrestre portano l'uomo, ma soprattutto l'ingegnere, a doversi sempre rapportare con il fenomeno del terremoto, ma ancor di più con i rischi connessi alle performance delle strutture in caso di evento sismico.

1.2 Filosofia del Capacity Design

È ampiamente acclarato, ormai, che il rispetto dei criteri di gerarchia delle resistenze costituisce un elemento imprescindibile per una corretta progettazione antisismica delle strutture. Tali criteri possono definirsi come i parenti italiani dei ben noti principi del “Capacity Design”, introdotti nei primi anni del 1970.

Si arriva alla consapevolezza che, per ottenere una buona progettazione della struttura non bisognava realizzarla con una resistenza uniforme, cioè progettando tutti gli elementi sulla base delle sollecitazioni derivanti dall’analisi elastica, ma vi era la necessità di affidare una resistenza diversa ai differenti elementi a seconda dell’ordine con cui si intende giungere al collasso degli stessi [2-14].

Per la prima volta, in questo periodo, si parla di capacità dissipativa del sistema strutturale, pertanto, si comprende lo stretto legame che accomuna l’intensità delle azioni sismiche con la capacità di deformazione della struttura e di duttilità, ovvero la sua attitudine a sopportare escursioni in campo plastico senza apprezzabili riduzioni di resistenza.

Tali escursioni, a seconda dei casi, possono riguardare parti specifiche della struttura, ed in quel caso si parla di duttilità locale, o più parti della struttura, arrivando così al concetto di duttilità globale.

L’entità della duttilità permette, quindi, di distinguere tra due diverse tipologie strutturali: le strutture non dissipative e quelle dissipative.

Le prime vedono una condizione di collasso strutturale una volta raggiunto il limite elastico. Le seconde, invece, sono caratterizzate da escursioni in campo plastico, anche significative, con conseguente ampia dissipazione di energia sismica in ingresso. Nell'ambito di queste ultime è possibile, inoltre, distinguere tra zone non dissipative e dissipative; da qui i due enunciati base del Capacity Design.

Il primo principio, guida proprio al dimensionamento delle zone dissipative, le quali, devono essere progettate tenendo conto delle caratteristiche della sollecitazione interna, derivanti dalle azioni sismiche di progetto.

Al fine di garantire la gerarchia, il secondo principio regola la progettazione delle zone non dissipative che devono essere dimensionate in funzione delle massime sollecitazioni che le zone dissipative, plasticizzate, sono in grado di trasmettergli.

Lo scopo dei criteri di gerarchia è proprio quello di realizzare una progettazione a colonna forte-trave debole, cioè incrementare la resistenza degli elementi che non devono plasticizzarsi (pilastri) così da favorire la plasticizzazione degli elementi duttili (travi).

1.3 Motivazioni della ricerca

La definizione stessa di “duttilità” rende chiara l’importanza che essa riveste in campo ingegneristico in quanto direttamente associata alla sopravvivenza delle strutture sotto le azioni sismiche. Si ha, pertanto, la necessità di progettare strutture in grado di adeguarsi alle condizioni sismiche al contorno, sviluppando plasticizzazioni locali estese nelle membrature. In tal modo si garantisce l’assorbimento dell’energia sismica in ingresso, scongiurando un collasso di tipo prematuro ovvero ritardando l’attivazione di un meccanismo di tipo cinematico.

I criteri di gerarchia delle resistenze, da questo punto di vista, hanno rivestito un ruolo fondamentale nella progettazione, in quanto, nascono con la finalità di avere un “controllo” sulla risposta della struttura.

Eventi sismici passati, però, hanno più volte dimostrato l’incapacità di numerose strutture di sfruttare la loro riserva di deformazione plastica, a volte causa di una cattiva progettazione, spesso per errori o mancanze costruttive. È chiaro, pertanto, che l’attenzione alla realizzazione del dettaglio costruttivo diventa un requisito indispensabile per garantire la duttilità locale richiesta, nel rispetto delle gerarchie [4, 7-14].

Sulla base di diverse ricerche si è visto che tali accorgimenti sono sicuramente necessari per scongiurare meccanismi di tipo fragile ma, purtroppo, non consentono un vero e proprio controllo del meccanismo di collasso, ben che meno lo sviluppo di un meccanismo di tipo globale; anzi, tale obiettivo risulta essere più un proposito, che un vero e concreto

risultato effettivamente perseguibile. Negli anni, diverse sono state le ricerche volte allo studio delle modalità di collasso delle strutture in c.a. ma soprattutto all'individuazione di tecniche progettuali che potessero portare ad un migliore comportamento, soprattutto in termini dissipative sia per le nuove strutture [15-18] sia per quelle esistenti [19-23].

Si dimostrerà, infatti, nel corso dell'esposizione della ricerca, che tali prescrizioni, non costituendo un'applicazione rigorosa del Capacity Design, finiscono per risultare necessarie ma non sufficienti ad assicurare un meccanismo di collasso di tipo globale.

Con questo specifico obiettivo nasce la "Teoria del Controllo del Meccanismo di Collasso Plastico", elaborata nel 1997, da Mazzolani e Piluso [24, 25]. Tale metodologia, a partire dalla data della sua formulazione, è stata ampiamente applicata, con grande successo di risultati, a diverse tipologie di strutture in acciaio [26-39].

Nonostante negli ultimi anni si sia registrato un notevole incremento di strutture in acciaio di nuova costruzione, il cemento armato, soprattutto nel territorio italiano, rappresenta ancora il principale materiale da costruzione, per la realizzazione di nuove strutture.

La presente ricerca nasce, pertanto, dall'intento di estendere la metodologia di progettazione a meccanismo controllato anche alle strutture intelaiate in cemento armato [40-42].

Bibliografia

- [1] EN 1998-1: "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings", CEN, 2004.
- [2] Dowrich D.J.: "Earthquake Resistant Design", A Manual for Engineers and Architects, Wiley, New York, 1977.
- [3] Rosenblueth E.: "Design of Earthquake Resistant Structures", Pentech Press, London, 1980.
- [4] Bertero V. V., Popov E. P.: "Seismic behaviour of ductile moment-resisting reinforced concrete frame", in Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, ACI Publication SP-53, American Concrete Institute, Detroit, pp. 247-291, 1977.
- [5] Wakabayashi M.: "Design of earthquake resistant buildings", McGraw-Hill, New York, p. 229, 1986.
- [6] Lee H.S.: "Revised rule for concept of strong-column weak-girder design", J. struct. Eng. ASCE, 122, 359D36a, 1996.
- [7] Paulay T., Priestley M.J.N.: "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", Wiley, New York, 1995.
- [8] Paulay T.: "Seismic design of ductile moment resisting reinforced concrete frame, columns: evaluation of actions", Bull. New Zealand Natl. Soc. Earthquake Eng., 10, 85-94, 1977.
- [9] Paulay T.: "Capacity design of earthquake resisting ductile multistorey reinforced concrete frames", Proc. 3rd Canad. Conf. on earthquake eng., Montreal, Vol. 2, pp. 917-948, 1979.
- [10] Paulay T.: "Deterministic Design Procedure for Ductile Frames in Seismic Areas", ACI Publication SP-63, American Concrete Institute, Detroit, pp. 357-381, 1980.
- [11] New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures, NZS 3101: Part 1; Commentary NZS 3101: Part 2; Standard Association of New Zealand, Wellington, New Zealand, 1982.

- [12] Park R.: "Ductile Design Approach for Reinforced Concrete Frame", Earthquake Spectra, EERI, 2(3), pp. 656-619, 1986.
- [13] Lee H.S.: "Revised rule for concept of strong-column weak-girder design", J. struct. Eng. ASCE, 122, 359D36a, 1996.
- [14] Cosenza E., Manfredi G., Pecce M., Strutture in cemento armato, Hoepli Milano, 2008.
- [15] Hejazi F, Zabihi A, Jaafar MS. "Development of elasto-plastic viscous damper finite element model for reinforced concrete frames". Soil Dynam Earthq Eng 65:284-93. <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.06.008>.
- [16] Hejazi F, Noorzaei J, Jaafar MS, Abdullah AAA.: "Earthquake analysis of reinforced concrete framed structures with added viscous dampers". World Acad Sci Eng Technol 2009; 38:205-10.
- [17] Han J, Li Y-M, Ji S-Y.: "Realization of rational failure mechanism for the RC frame structure". Harbin Gongye Daxue Xuebao/J Harbin Inst Technol 2010; 42 (12):2003-8.
- [18] Hejazi F, Kojouri SJ, Noorzaei J, Jaafar MS, Thanoon WA, Abdullah AAA.: "Inelastic seismic response of RC building with control system". Key Eng Mater2011; 462-463:241-6.
- [19] Mahrenholtz Christoph, Lin Pao-Chun, Wu An-Chien, Tsai Keh-Chyuan, Hwang Shyh-Jiann, Lin Ruei-Yan, Bhayusukma Muhammad Y. "Retrofit of reinforced concrete frames with buckling-restrained braces". Earthq Eng Struct Dynam 2015; 44(1):59-78.
- [20] D'Aniello M, Della Corte G, Mazzolani FM.: "Seismic upgrading of RC buildings by steel eccentric braces: experimental results vs numerical modelling". In: Proceedings of the 5th international conference on behaviour of steel structures in seismic areas - Stessa 200, Yokohama; Japan; 14-17 August, 2006. p. 809-814.
- [21] D'Aniello M, Della Corte G, Mazzolani FM.: "Seismic upgrading of RC buildings by buckling restrained braces: experimental results vs numerical modelling". In: Proceedings of the 5th international conference on behaviour of steel structures in seismic areas - Stessa 200, Yokohama; Japan; 14-17 August, 2006. p. 809-814.
- [22] Della Corte G, D'Aniello M, Landolfo R.: "Field testing of all-steel

- bucklingrestrained braces applied to a damaged reinforced concrete building". J Struct Eng (USA) 2015; 141(1).
- [23] Mistakidis ES, De Matteis G, Formisano A.: "Low yield metal shear panels as an alternative for the seismic upgrading of concrete structures". Adv Eng Softw 2007; 38(8-9):626-36.
- [24] F.M. Mazzolani, V. Piluso, "Theory and design of seismic resistant steel frames", E&FN Spon, an imprint of Chapman & Hall, 1996.
- [25] F.M. Mazzolani, V. Piluso, "Plastic Design of Seismic Resistant Steel Frames", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 167-191, 1997.
- [26] A. Longo, R. Montuori, V. Piluso, "Failure mode control of X-braced frames under seismic actions". Journal of Earthquake Engineering, 12: 728-759, 2008.
- [27] A. Longo, R. Montuori, V. Piluso, "Plastic design of seismic resistant V-Braced frames". Journal of Earthquake Engineering, Volume 12: 1246-1266, 2008.
- [28] M. T. Giugliano, A. Longo, R. Montuori, V. Piluso, "Failure mode and drift control of MRF-CBF dual systems". The Open Construction and Building Technology Journal, 4, 121-133, 2010.
- [29] M. T. Giugliano, A. Longo, R. Montuori, V. Piluso, "Plastic design of CB-frames with reduced section solution for bracing members". Journal of Constructional Steel Research, Volume 66, Pages 611-621, 2010.
- [30] A. Longo, R. Montuori, V. Piluso, "Failure Mode Control and Seismic Response of Dissipative Truss Moment Frames". Journal of Structural Engineering, Volume 138, Pages 1388-1397, 2012.
- [31] A. Longo, R. Montuori, V. Piluso, "Theory of Plastic Mechanism Control of Dissipative Truss Moment Frames". Engineering Structures, Volume 37, Pages 63-75, 2012.
- [32] R. Montuori, V. Piluso, M. Troisi, "Theory of plastic mechanism control of seismic-resistant MR-frames with set-backs". Open Construction and Building Technology Journal, Volume 6, Pages 404-413, 2012.
- [33] L. Mastrandrea, E. Nastri, V. Piluso, "Validation of a design procedure for

- failure mode control of EB-Frames: Push-over and IDA analyses". Open Construction and Building Technology Journal, Volume 7, Pages 193-207, 2013.
- [34] A. Longo, E. Nistri, V. Piluso, "Theory of plastic mechanism control: State-of-the-art". Open Construction and Building Technology Journal, Volume 8, Pages 262-278, 2014.
- [35] R. Montuori, E. Nistri, V. Piluso, "Rigid-plastic analysis and moment-shear interaction for hierarchy criteria of inverted Y EB-Frames". Journal of Constructional Steel Research, Volume 95 71-80, 2014.
- [36] R. Montuori, E. Nistri, V. Piluso, "Theory of Plastic Mechanism Control for Eccentrically Braced Frames with inverted Y-scheme". Journal of Constructional Steel Research, Volume 92, Pages 122-135, 2014.
- [37] A. Longo, R. Montuori, V. Piluso, "Theory of Plastic Mechanism Control for MRF-CBF dual system and its validation". Bulletin of Earthquake Engineering (BEEE). 2014.
- [38] R. Montuori, E. Nistri, V. Piluso, "Theory of plastic mechanism control for the seismic design of braced frames equipped with friction dampers". Mechanics Research Communications, Volume 58, Pages 112-123, 2014.
- [39] R. Montuori, E. Nistri, V. Piluso, "Advances in Theory of Plastic Mechanism Control: Closed Form Solution for Mr-Frames". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2015.
- [40] Montuori R., Muscati R., "Plastic Design of Seismic Resistant Concrete Frame", Earthquakes and Structures, Vol. 8, No. 1, pp. 205-224, January 2015.
- [41] Montuori R., Muscati R., "A general design procedure for failure mechanism control of reinforced concrete frames", Engineering Structures, Volume 118, Pages 137-155, 1 July 2016.
- [42] Montuori R., Muscati R., "Smart and simple design of seismic resistant reinforced concrete frame", Composite Part B Engineering, Sept. 2016.

2 TEORIA DEL CONTROLLO DEL MECCANISMO DI COLLASSO PLASTICO

2.1 Generalità

La Teoria del Controllo del Meccanismo di collasso Plastico, che nel seguito verrà semplificata con l'acronimo TPMC (Theory of Plastic Mechanism Control), si basa sull'applicazione del teorema cinematico dell'analisi limite.

La TPMC consente la soluzione teorica del problema della progettazione di una struttura che deve esibire un meccanismo di collasso globale, cioè assumendo che le cerniere plastiche si sviluppino solo alle estremità delle travi mentre tutte le colonne rimangono in campo elastico, con la sola eccezione della base delle colonne al primo piano [1, 2].

Bisogna specificare, inoltre, che la semplice applicazione del teorema cinematico dell'analisi plastica non basta ad assicurare lo sviluppo del meccanismo di collasso prescelto, questo perché gli spostamenti orizzontali, che si verificano prima dello sviluppo del meccanismo cinematico, sono significativi.

Tali spostamenti, pertanto, originano degli effetti del secondo ordine che non è possibile trascurare nel progetto sismico delle strutture.

Per questo motivo quando si parla di TPMC si intende un'estensione del teorema cinematico del collasso plastico al concetto di curva di equilibrio del meccanismo.

2.2 Cerniere plastiche nelle travi

Sulle travi agiscono i carichi verticali, uniformemente distribuiti, che si mantengono costanti e le forze sismiche orizzontali, governate da un coefficiente amplificativo α .

Per questo motivo, per le differenti fasi di carico, corrispondenti ad un diverso valore del moltiplicatore α , il momento sollecitante nella trave si ottiene dalla sovrapposizione di quello dovuto ai carichi verticali e quello relativo alle forze orizzontali.

Per ragioni esemplificative, nel seguito, si considererà che la formazione delle cerniere plastiche sulle travi risulta localizzata alle estremità delle stesse. Questa condizione implica, banalmente, un contributo nullo da parte dei carichi verticali, in quanto, non avendo spostamenti verticali non produrranno alcuna aliquota in termini di lavoro. È importante sottolineare, però, che la posizione delle cerniere dipende dal valore dei carichi uniformi agenti sulla trave.

In Figura 2.1, sono rappresentati gli andamenti dei diagrammi delle sollecitazioni nel caso di sisma diretto da sinistra verso destra. Ovviamente,

le medesime osservazioni fatte per questo caso dovranno considerarsi, poi, applicate anche al caso opposto.

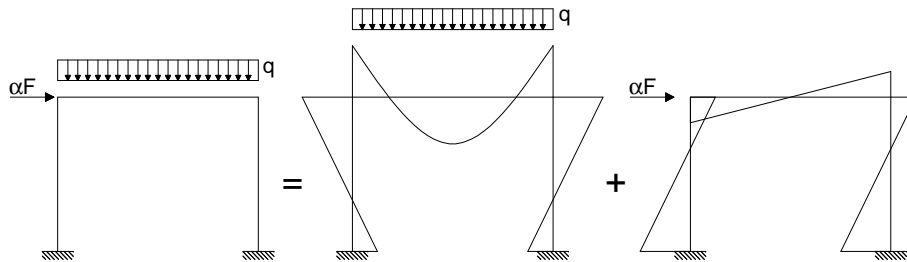


Figura 2.1: Sovrapposizione dei diagrammi per carichi verticali e forza orizzontale

Facendo crescere le forze orizzontali (per mezzo del moltiplicatore α), si osserva che la prima cerniera plastica si forma sempre nell'estremo della trave opposto a quello di applicazione della forza sismica.

La seconda cerniera plastica si svilupperà nell'altro estremo, a patto che il carico verticale non superi uno specifico valore. Consideriamo, a tal proposito, la Figura 2.2.

Mentre nel caso delle strutture in acciaio la condizione che si può verificare è unica, nel caso del cemento armato, bisogna tener conto del fatto che i momenti sulla trave possono essere diversi ai due estremi e diversi anche in funzione del verso dell'azione sismica.

Con riferimento al caso più generale, di momenti diversi sulla trave, avremo che la prima cerniera plastica si sviluppa quando, nell'estremo di destra, si attinge un valore del momento pari a quello plastico M_{b2} (dove

con 1 e 2 sono stati indicati, rispettivamente, l'estremo di sinistra e di destra).

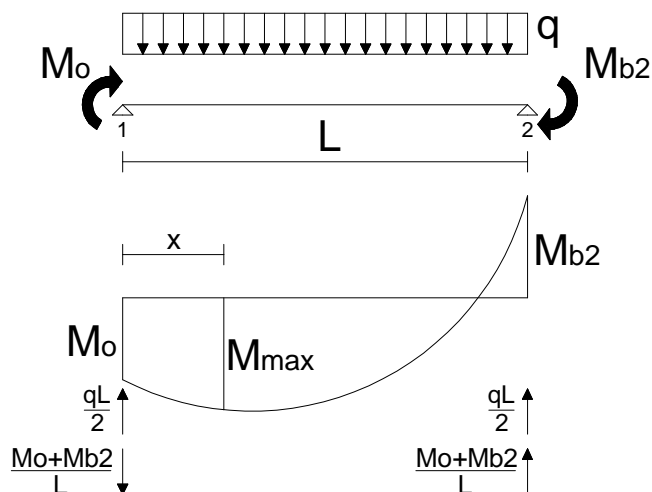


Figura 2.2: Posizione della seconda cerniera plastica

Il momento M_o , relativo all'estremo di sinistra, si incrementa progressivamente al crescere delle forze orizzontali. Allora, l'ascissa, in corrispondenza della quale si ha il momento massimo è pari a:

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_o + M_{b2}}{qL} \quad (2.1)$$

dove L è la lunghezza della trave e q il carico uniformemente distribuito su di essa. A questo punto, è facile dedurre che la seconda cerniera plastica si formerà quando $M_o = M_{b1}$. Tendendo conto di queste condizioni, la (2. 1) restituisce il valore del carico limite.

Pertanto, l'ipotesi di formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi, è valida fintanto che:

$$q \leq q_{lim} = \frac{2 (M_{b1} + M_{b2})}{L^2} \quad (2.2)$$

Volendo riportare le formulazioni complete, si deve definire un $q_{lim.LR}$ per sisma diretto da sinistra (Left) verso destra (Right):

$$q_{lim.LR} = \frac{2 (M_{b1}^+ + M_{b2}^-)}{L^2} \quad (2.3)$$

ed uno $q_{lim.RL}$, per sisma da destra (Right) verso sinistra (Left):

$$q_{lim.RL} = \frac{2 (M_{b1}^- + M_{b2}^+)}{L^2} \quad (2.4)$$

Chiaramente il valore finale del carico limite dovrà essere quello rispettoso di entrambe le condizioni, pertanto:

$$q_{lim} = \min\{q_{lim.LR}; q_{lim.RL}\} \quad (2.5)$$

Individuata la condizione generale, è facile ricavare anche il caso particolare, per il quale i momenti sulla trave sono uguali, infatti, $M_{b1} = M_{b2} = M_b$, quindi, sostituendo nella (2.1) si ha un unico valore del carico pari a:

$$q_{lim} = \frac{4 M_b}{L^2} \quad (2.6)$$

Nel momento in cui il valore del carico agente sulla trave eccede il valore limite sopra definito, la cerniera plastica si formerà in una sezione

intermedia. Si dovrà, pertanto, valutare anche il contributo del lavoro esterno offerto dai carichi verticali uniformi.

2.3 Tipologie di meccanismi di collasso

In generale, una struttura intelaiata può esibire tre tipologie principali di meccanismi di collasso, così come rappresentati in Figura 2.3; tali meccanismi, sono da considerare indesiderati perché non sono in grado di coinvolgere tutte le zone dissipative della struttura.

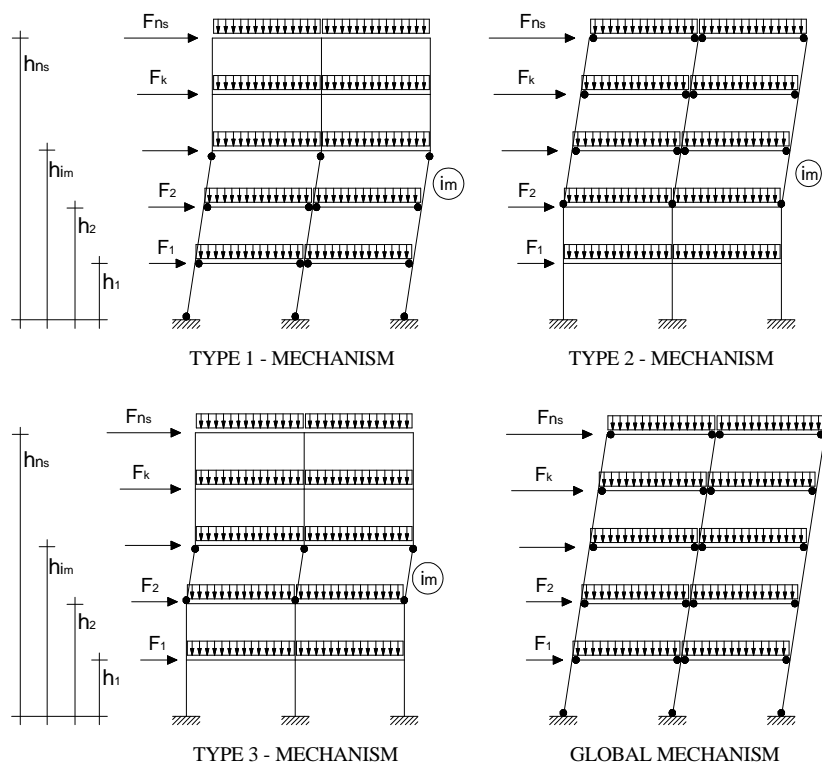


Figura 2.3: Tipologia dei meccanismi di collasso

Nello specifico, il meccanismo di tipo 1 è caratterizzato da cerniere plastiche che si sviluppano a partire dal primo piano della struttura e coinvolgono un numero i_m -esimo di piani, tali cerniere si formano alle estremità delle travi di tutti i piani coinvolti, nelle sezioni di base delle colonne del primo piano e alla testa delle colonne dell' i_m -esimo piano. In Figura 2.4 e Figura 2.5 è possibile osservare degli esempi di tale meccanismo.



Figura 2.4: Meccanismo tipo 1 - Terremoto di Kobe, Giappone 17 Gennaio 1995



Figura 2.5: Meccanismo tipo 1 - Terremoto di Cotabato, Filippine 16 Agosto 1976

Il meccanismo di tipo 2 è un particolare tipo di meccanismo che parte dall'ultimo piano della struttura e coinvolge un numero i_m di piani. In particolare, le cerniere plastiche si sviluppano alle estremità di tutte le travi coinvolte e nelle sezioni di base delle colonne dell' i_m -esimo piano (Figura 2.6 e Figura 2.7).



Figura 2.6: Meccanismo tipo 2 - Terremoto di Manabi, Ecuador 16 Aprile 2016



Figura 2.7: Meccanismo tipo 2 - Terremoto di Kobe, Giappone 17 Gennaio 1995

Infine, il meccanismo di tipo 3 coinvolge un solo piano della struttura, le cerniere plastiche in questo caso si sviluppano alla testa e al piede delle colonne di un unico piano, coinvolto dal meccanismo. È chiaro che, tale condizione, rappresenta il meccanismo peggiore in termini di duttilità, in quanto a dissipare sono solo le colonne, senza sfruttare in alcun modo il contributo delle travi.

Diversamente da quanto si possa pensare, i casi di collasso mediante meccanismo di soft-storey, non sono poi tanto infrequenti. Errori di progettazione nella maggior parte dei casi, poca attenzione al dettaglio costruttivo (assenza di un'adeguata staffatura) o una cattiva distribuzione degli elementi secondari negli altri casi, portano ad avere un collasso concentrato ad un piano della struttura (Figura 2.8).



Figura 2.8: Meccanismo tipo 3 - Terremoto di Kobe, Giappone 17 Gennaio 1995

Spesso il piano coinvolto coincide con il primo impalcato, soprattutto in quei casi in cui vi è una forte tamponatura e tramezzatura ad ogni piano, eccetto che ad uno (Figura 2.9):



Figura 2.9: Meccanismo tipo 3 - Terremoto dell'Aquila, Italia – Aprile 2009

Vi è, infine, il meccanismo globale, particolare caso del meccanismo di tipo 2, esteso a tutti i piani della struttura. La formazione delle cerniere plastiche interessa tutte le travi del telaio e le sole sezioni di base delle colonne al primo piano, il che rappresenta il nostro obiettivo progettuale.

2.4 Scopo della progettazione

L'obiettivo della metodologia è assicurare lo sviluppo di una specifica e sola tipologia di collasso, coincidente con il meccanismo globale.

Al fine di applicare la TPMC, è di fondamentale importanza l'introduzione del concetto di linearizzazione della curva di equilibrio del meccanismo, per ogni meccanismo considerato. L'espressione matematica di questa curva può essere scritta come:

$$\alpha = \alpha_0 - \gamma\delta \quad (2.7)$$

dove α_0 è il moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze orizzontali e γ è l'inclinazione della curva di equilibrio del meccanismo. Entrambi i parametri possono essere derivati, in accordo con la teoria rigido-plastica, usando il principio dei lavori virtuali.

Nell'ambito dell'approccio cinematico, per ogni meccanismo di collasso dato, la curva di equilibrio corrispondente può essere facilmente ricavata dall'uguaglianza del lavoro esterno con il lavoro interno. In aggiunta, al fine di considerare gli effetti del secondo ordine, viene valutato anche il lavoro esterno del secondo ordine dato dai carichi verticali.

Il controllo della modalità di collasso è legata all'analisi di $3 \cdot ns$ condizioni ($3 =$ numero di tipologie di meccanismi possibili $\cdot ns =$ numero di piani) nel caso di strutture caratterizzate da un unico valore del momento sulle travi.

Vedremo nel seguito che, considerando momenti differenti alle estremità delle travi, ci sarà la necessità di dover considerare $6 \cdot ns$ condizioni, poiché i momenti resistenti coinvolti sono differenti.

In linee generali, la metodologia considera le sezioni delle travi come delle quantità note che quindi vengono progettate, a priori, per resistere ai carichi verticali. Di conseguenza, le incognite di progetto corrispondono ai momenti plastici delle sezioni delle colonne; questi, devono essere definiti in maniera tale che il moltiplicatore delle forze orizzontali cinematicamente ammissibile, corrispondente al meccanismo globale, sia minore di quelli corrispondenti ai restanti $3ns - 1$ meccanismi cinematicamente ammissibili ($6ns - 2$ nel caso di momenti diversi sulle travi).

Il soddisfacimento di queste condizioni, permette di definire le colonne tali da garantire un collasso del telaio secondo un meccanismo di tipo globale e che il moltiplicatore, ad esso associato, sia il vero moltiplicatore di collasso.

2.5 Valutazione degli effetti del secondo ordine

Gli effetti del secondo ordine, dovuti ai carichi verticali, sono fondamentali per il calcolo dell'inclinazione della curva di equilibrio del meccanismo.

Come mostra la Figura 2.10, lo spostamento orizzontale del k -esimo piano, coinvolto nel generico meccanismo, è dato da $u_k = r_k \sin\theta$, dove r_k è la distanza del k -esimo piano dal centro di rotazione C e θ è l'angolo di rotazione.

Allo stesso modo, lo spostamento in sommità è dato da $H = H_o \sin\theta$, dove H_o è la somma delle altezze d'interpiano coinvolte nel generico meccanismo. Pertanto, nel caso di meccanismo globale, saranno tutti i piani a partecipare al cinematismo, così che $H_o = h_{ns}$.

Avvalendosi sempre della Figura 2.10, è facile ricavare la relazione tra gli spostamenti verticali ed orizzontali:

$$dv_k = du_k \tan\theta \approx du_k \sin\theta = du_k \frac{\delta}{H_o} \quad (2.8)$$

Osservando la relazione ricavata, è chiaro che il rapporto tra gli spostamenti di piano dv_k/du_k è del tutto indipendente dal piano considerato, pertanto, i vettori degli spostamenti virtuali verticali ed orizzontali hanno la stessa forma. Infatti, gli spostamenti virtuali orizzontali sono pari a:

$$du_k = r_k \cos\theta d\theta \approx r_k d\theta \quad (2.9)$$

Sostituendo l'equazione (2. 9) nella (2. 8), gli spostamenti virtuali verticali sono dati da:

$$dv_k = r_k \frac{\delta}{H_o} d\theta \quad (2. 10)$$

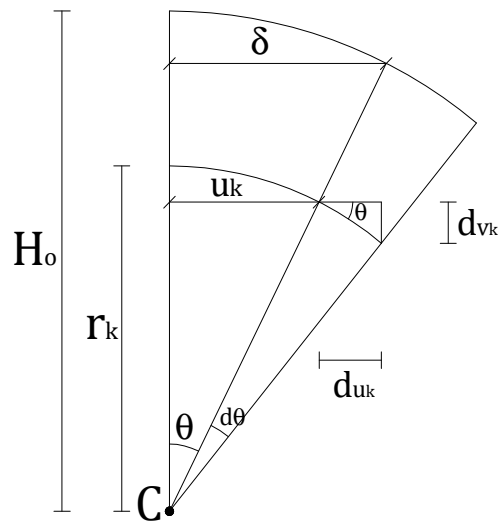


Figura 2.10: Spostamenti verticali del secondo ordine

È importante sottolineare che, per ogni data geometria del sistema strutturale, la pendenza della curva di equilibrio raggiunge il suo valore minimo quando si sviluppa il meccanismo globale.

Questo aspetto assume un'importanza fondamentale nel metodo TPMC permettendo l'estensione del teorema cinematico del collasso plastico al concetto di curva di equilibrio del meccanismo, semplicemente controllando il valore finale di δ cioè δ_u .

2.6 Evoluzione della ricerca

Il lavoro di ricerca è stato, negli anni, oggetto di continue evoluzioni, volte al miglioramento ed alla generalizzazione della metodologia di progettazione. Nonostante la formulazione della teoria ne consenta l'applicazione a qualsiasi tipologia strutturale, il primo lavoro è consistito nell'adattamento della stessa, che si avvale di un programma sviluppato in Visual Basic, ad una tipologia strutturale diversa da quella considerata in studi precedenti.

I numerosi lavori presenti in letteratura avevano come oggetto, infatti, l'applicazione della TPMC a strutture in acciaio [1-15]; da qui, la necessità di apportare le giuste modifiche per la risoluzione di telai in cemento armato.

Nello specifico, la prima versione della metodologia, applicata al cemento armato, prevedeva la progettazione del telaio mediante un procedimento iterativo. In seguito, proprio nel corso del primo anno di ricerca, si è giunti ad un'ulteriore semplificazione della procedura che è stata elaborata in forma chiusa [16].

Chiaramente la progettazione è stata realizzata per gradi, considerando strutture intelaiate con differenti geometrie. In particolare, nella fase iniziale, sono stati presi in considerazione telai simmetrici, sia dal punto di vista geometrico che meccanico, proprio con lo scopo di individuare le varie problematiche di progettazione, arrivando così alla loro risoluzione.

Per il testing del programma sono stati presi in considerazione diversi casi studio, ognuno con caratteristiche differenti, le cui analisi hanno permesso di compiere anche la fase di debugging del programma.

Tramite questo processo sono state apportate sempre nuove modifiche, fino a giungere alla formulazione generale della metodologia di progettazione a meccanismo controllato delle strutture intelaiate in c.a.

Nel Capitolo 2 sono riportate nel dettaglio tutte le equazioni che descrivono le diverse versioni della procedura sopra citata.

Nel paragrafo successivo, per semplificare l'esposizione dell'argomento, si offre una panoramica su quelle che sono le fasi di progettazione comuni a tutte le versioni.

2.7 Fasi della progettazione

2.7.1 Cenni introduttivi

L'applicazione rapida della TPMC, alle strutture in cemento armato, ha comportato la necessità di elaborare uno specifico algoritmo di calcolo che tenesse conto di tutte le diverse variabili progettuali. A tale scopo, è stato utilizzato come ambiente di lavoro il Visual Basic for Application (o semplicemente VBA), che utilizza, appunto, il linguaggio di programmazione Basic.

L'attività di programmazione svolta durante questa ricerca è partita da un algoritmo, precedentemente elaborato per il progetto a meccanismo controllato di strutture in acciaio, denominato SOPDOSF (Second Order Plastic Design Of Steel Frames).

La differente tipologia strutturale, oggetto della ricerca, e la nuova elaborazione della teoria in forma chiusa, hanno significato una sostanziale, o per meglio dire, quasi completa modifica del programma iniziale.

Il risultato finale di tale programmazione ha restituito, quindi, un diverso algoritmo di calcolo denominato Global Reinforced Concrete Frames (GRCF).

Come già anticipato, di questo programma, sono state prodotte diverse versioni negli anni, ma nonostante le variazioni che le caratterizzano, è possibile, comunque, delineare una comune linea progettuale.

2.7.2 Fase di input

2.7.2.1 Dimensionamento delle travi

L'applicazione del codice GRCF richiede una fase preliminare di dimensionamento delle travi per carichi verticali. Queste ultime, infatti, sono considerate come delle quantità note dalle quale scaturisce il progetto delle colonne. Il risultato di tale dimensionamento verrà riportato nel file di input sotto forma di momenti resistenti.

Questa circostanza rappresenta una prima distinzione tra le diverse versioni del programma, infatti, nel caso di strutture con armatura simmetrica sulle travi ed uguale per i due estremi della stessa, il file di input veniva compilato inserendo un unico valore del momento resistente per la specifica campata.

La versione completa del programma, invece, è impostata per leggere quattro valori dei momenti resistenti per una medesima trave ovvero i rispettivi momenti resistenti positivi e negativi delle sue due estremità di sinistra e di destra.

Il dimensionamento delle travi viene fatto con riferimento ai carichi verticali in combinazione non-sismica. A vantaggio di statica, viene considerato un momento flettente, ricadente nel range $qL^2/8 \div qL^2/10$.

È chiaro che le travi, inizialmente dimensionate per soli carichi verticali, andranno poi verificate rispetto alle diverse combinazioni di carico cui sono soggette.

2.7.2.2 Scelta dello spostamento in testa

Un parametro fondamentale, ai fini della progettazione, è rappresentato dalla scelta dello spostamento di progetto in sommità δ_u , da cui dipende l'entità degli effetti del secondo ordine, tenuti in conto dalla procedura.

$$\delta_u = \theta_u \cdot h_{ns} \quad (2.11)$$

dove h_{ns} è l'altezza della struttura. Fissare il valore di spostamento coincide, quindi, con lo scegliere la rotazione plastica ultima θ_u .

Numerose e differenti sono le formulazioni per la valutazione della rotazione plastica proposte in letteratura; vari studi hanno portato, inoltre, alla definizione di range anche molto ampi di rotazione per le strutture in cemento armato, in funzione chiaramente delle ipotesi di calcolo adottate [19-25].

Inizialmente si teorizzò che tale valore fosse funzione solo della geometria della sezione; successivamente si intuì anche l'importanza fondamentale che rivestivano in tale ambito le caratteristiche dei materiali strutturali e delle armature, con particolare riferimento al quantitativo delle barre di confinamento (staffe).

Tutti questi fattori influenzano notevolmente il comportamento strutturale ma è importante tener conto anche della fase esecutiva, molto spesso il

problema di una mancata rispondenza tra il comportamento reale e quello teorico è da imputare ad una cattiva esecuzione, pertanto, grande attenzione va posta nei confronti del dettaglio costruttivo.

2.7.2.3 Valutazione delle forze sismiche di piano

Definita la geometria del telaio che si vuole progettare, il passo successivo consiste nel calcolo delle azioni sismiche di piano.

Nonostante la TPMC possa essere applicata a qualsiasi distribuzione di azioni sismiche, nelle analisi condotte, sono state considerate le forze orizzontali valutate con riferimento alle masse d'impalcato, così come suggerito dalle prescrizioni normative dell'Eurocodice 8.

2.7.3 Struttura generale del codice

Definiti i vari parametri sopra riportati, è possibile utilizzare il codice per il progetto a meccanismo controllato dei telai in cemento armato.

L'algoritmo di calcolo è strutturato in modo tale da leggere un file di input (di estensione .txt), in cui sono contenute tutte le informazioni indispensabili all'applicazione della TPMC.

Nello specifico, in esso, sono riportate le caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati, la geometria della struttura, i momenti resistenti delle travi già dimensionate e le azioni sismiche.

L'algoritmo, acquisite tali informazioni, esegue la progettazione secondo TPMC, le cui equazioni sono riportate nel capitolo successivo. In questa fase, vengono imposte le condizioni di progetto che portano alla definizione delle colonne del primo piano, e successivamente delle colonne degli altri piani. Verificata la condizione tecnologica la procedura restituisce, in output, le sezioni e le armature di tutte le colonne del telaio.

2.7.4 Fase di elaborazione

2.7.4.1 Ripartizione delle sommatorie dei momenti tra le singole colonne di piano

Il rispetto delle condizioni di progetto, che assicurano il verificarsi del meccanismo di collasso prescelto, restituisce la somma dei momenti richiesti alle colonne del primo piano, coincidente con il valore minimo della resistenza che le stesse devono avere. La procedura deve, poi, essere ripetuta anche per le colonne dei piani superiori.

Chiaramente dalla sommatoria bisogna estrapolare il valore del momento da richiedere a ciascuna singola colonna di piano. La metodologia di ripartizione che è possibile adoperare non è unica ma bisognerà valutarla attentamente, caso per caso, in modo da riscontrare eventuali problematiche.

Nel corso della ricerca sono state considerate due diverse procedure di ripartizione, di cui si discuterà nel capitolo successivo.

Noto il valore del momento richiesto alla singola colonna di piano si può passare al progetto della stessa.

2.7.4.2 Progetto delle colonne

Definita la geometria della sezione, il progetto delle colonne viene eseguito mediante l'impiego dei domini di resistenza M-N.

Si vuole far notare che la fase di progettazione delle colonne, rappresenta uno degli aspetti che maggiormente differenzia l'algoritmo di calcolo dei telai in c.a., da quelli in acciaio e ciò dipende dalla grande diversità che caratterizza i legami M-N dei due materiali.

L'acciaio presenta, infatti, un dominio di resistenza simmetrico a compressione e trazione e ciò consente di progettare facilmente le colonne. A vantaggio di sicurezza, infatti, basterà considerare lo sforzo normale massimo, in corrispondenza del quale si ha il momento resistente minimo.

Per il cemento armato, la condizione è ben diversa. La particolare configurazione del dominio di resistenza è tale da non poter dire a priori quale sia il valore dello sforzo normale con cui conviene progettare, infatti, allo sforzo normale massimo non è detto che corrisponda la condizione più gravosa, ma tutto dipende dalla zona in cui si ricade.

Infatti, se ci troviamo a sinistra del picco, all'aumentare dello sforzo normale ci sarà un concomitante incremento del momento resistente, se ci

troviamo, invece, a destra del picco, all'aumentare dello sforzo normale si ha una riduzione del momento (Figura 2.11).

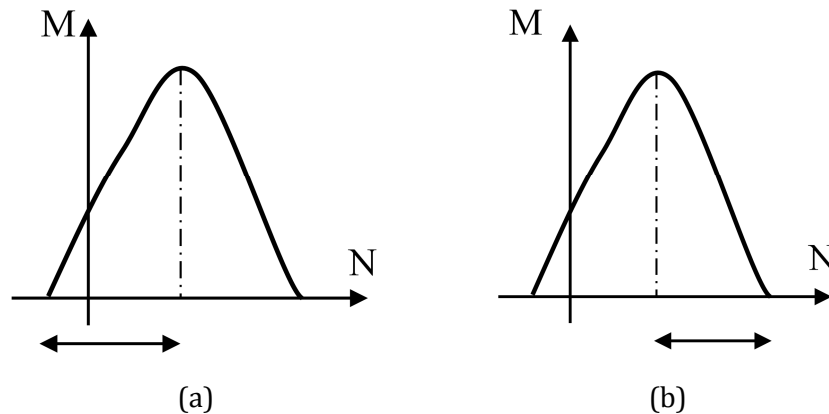


Figura 2.11: Considerazioni sulla forma del dominio M-N per elementi in c.a.

Il principale problema della forma del dominio di resistenza M-N, è legato all'impossibilità di capire, subito, quali sono i punti da considerare per il progetto

Per la soluzione di questa problematica si rimanda al paragrafo successivo.

Definito tale aspetto, il programma è strutturato in modo da incrementare, di volta in volta, l'area delle armature, fino a quando i punti sollecitanti non ricadono all'interno del dominio di resistenza.

Una volta progettate tutte le colonne del primo piano, è possibile ottenere la somma dei momenti resistenti, dato fondamentale per il progetto dei piani superiori, perché, sulla base di quest'ultima, si ricavano tutte le somme dei momenti richiesti ai piani superiori.

Non resta che ripartire tali sommatorie allo stesso modo di quanto fatto per le colonne del primo piano e progettare con i domini di resistenza.

2.7.5 Scelta dei punti di progetto per il dimensionamento delle colonne

Nella modifica della procedura, che si è avuta passando dalle strutture in acciaio a quelle in cemento armato, una delle prime sostanziali differenze ha riguardato il dimensionamento delle colonne ed in particolare la scelta dei punti di progetto.

Si è anticipato che, nel caso del cemento armato, data la configurazione del dominio M-N a campana, non è possibile individuare immediatamente quale sia la condizione più gravosa.

Pertanto si è deciso di condurre il progetto delle colonne considerando i due valori dello sforzo normale al collasso, relativi al verso dell'azione sismica che investe la struttura.

Con riferimento alle diverse versioni del programma, bisogna specificare che i punti considerati, da un punto di vista concettuale sono sempre gli stessi, quello che cambia è solo la forma con cui vengono presentati.

La distinzione che va fatta riguarda, infatti, due casi:

- telai simmetrici con momento resistente unico sulle travi;
- telai generici con momenti differenti alle estremità delle travi.

Per chiarire meglio i due casi sopra citati, si consideri la Figura 2.12, in cui sono rappresentati i momenti della trave effettivamente coinvolti al collasso, per il verso di azione sismica considerato. Con i pedici L ed R si indicano gli estremi di sinistra (Left) e di destra (Right).

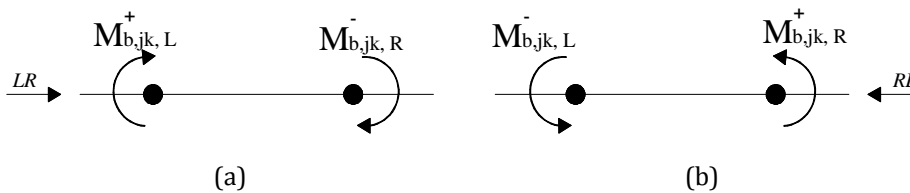


Figura 2.12 (a), (b): Momenti delle travi al collasso per i due versi del sisma

Per telai simmetrici con momento unico sulla trave vuol dire che:

$$\begin{aligned} M_{b,jk,L}^+ &= M_{b,jk,R}^+ \\ M_{b,jk,L}^- &= M_{b,jk,R}^- \end{aligned} \quad (2.12)$$

dove j e k indicano la collocazione della trave considerata rappresentando, rispettivamente, la campate ed il piano. Stiamo ipotizzando inoltre, in questa prima fase, che le barre di armatura sono uguali superiormente ed inferiormente, quindi si ha:

$$M_{b,jk}^+ = M_{b,jk}^- = M_{b,jk} \quad (2.13)$$

Il caso considerato coincide perfettamente con quello delle strutture in acciaio, per le quali, il momento è unico sulla trave.

Tale condizione comporta una notevole semplificazione delle equazioni di calcolo (come si potrà osservare nel capitolo successivo), legata al fatto che il valore del momento richiesto alle colonne di piano (M_{PR}), che dipende

direttamente dai momenti resistenti delle travi, è unico per i due versi dell'azione sismica.

Resta da scegliere il valore dello sforzo normale da associare a tale momento.

In Figura 2.13 sono riportati gli sforzi che si sviluppano per sisma diretto da sinistra verso destra. Chiaramente, per sisma contrario, l'aliquota relativa ai momenti invertirà il suo segno.

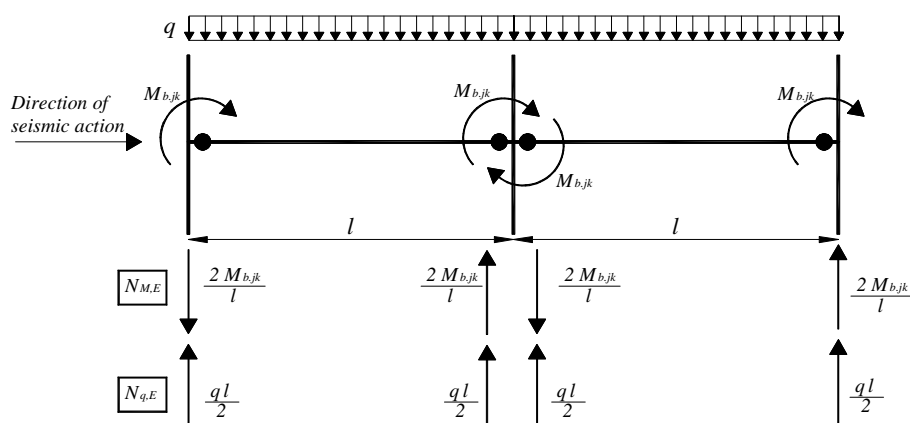


Figura 2.13: Carichi trasmessi dalle travi in condizioni di collasso per sisma diretto da sinistra verso destra, nel caso di momento unico sulla trave.

Il problema della scelta dei punti di progetto è stato risolto considerando, per ciascuna colonna, entrambi i valori che nascono, pertanto si ha:

- un valore massimo N_{max} , dato dallo sforzo assiale, relativo ai carichi verticali in combinazione sismica ($N_{q,E}$), sommato al valore assoluto

dello sforzo normale che le cerniere plastiche, alle estremità delle travi, trasmettono alle colonne ($N_{M,E}$).

$$N_{max} = N_{q,E} + |N_{M,E}| \quad (2.14)$$

- un valore minimo N_{min} , dato dalla differenza degli stessi termini sopra menzionati:

$$N_{min} = N_{q,E} - |N_{M,E}| \quad (2.15)$$

In base alla direzione del sisma considerata, infatti, in ciascuna colonna si avrà o l'uno o l'altro sforzo a seconda se la colonna si carica o si scarica.

In conclusione i punti che si considerano per il progetto delle colonne sono:

$$A (N_{min}, M_{PR}) \quad B (N_{max}, M_{PR}) \quad (2.16)$$

Consideriamo, ora, il telaio con armature generiche sulle travi.

In questo caso, le uguaglianze espresse dalla (2. 12) e (2. 13) non sono più valide, anzi, la condizione più estrema porta ad avere quattro valori dei momenti resistenti:

$$M_{b,jk.L}^+ \neq M_{b,jk.L}^- \neq M_{b,jk.R}^+ \neq M_{b,jk.R}^- \quad (2.17)$$

Pertanto, le sommatorie dei momenti richiesti alle colonne per ciascun piano, dalla procedura di progettazione, variano in funzione del verso sismico; tale condizione significa avere un $M_{PR,LR}$ ed un $M_{PR,RL}$.

Tenendo conto di ciò, nasce la necessità di rivedere alcune considerazioni fatte in merito alla scelta dei punti di progetto. Nello specifico, gli sforzi

normali sono ancora quelli definiti nel caso semplificato, seppur utilizzando una diversa simbologia di definizione.

Abbiamo infatti:

- un primo valore N_{T_LR} , sempre somma dell'aliquota di carico verticale in combinazione sismica N_q e gli sforzi assiali legati alle azioni di taglio che le cerniere plastiche alle estremità delle travi, trasferiscono alle colonne, per azione sismica agente da sinistra verso destra N_{M_LR}

$$N_{T_LR} = N_q + N_{M_LR} \quad (2.18)$$

- un secondo valore N_{T_RL} , del tutto analogo al precedente, ma riferito alle corrispondenti grandezze per verso opposto delle forze sismiche:

$$N_{T_RL} = N_{q,RL} + N_{M_RL} \quad (2.19)$$

A ciascuno di questi sforzi viene associato il corrispondente valore del momento di progetto. In conclusione, i punti considerati sono:

$$A (N_{T_LR}, M_{PR.LR}) \quad B (N_{T_RL}, M_{PR.RL}) \quad (2.20)$$

2.7.6 Verifica della condizione tecnologica

Il rispetto della condizione tecnologica consiste nel verificare che le colonne non subiscano un incremento di sezione lungo l'altezza.

Il controllo di tale condizione potrebbe sembrare ridondante, visto che le entità delle sollecitazioni sono, di regola, crescenti verso il basso.

Nonostante ciò, l'applicazione della procedura esposta, può portare ad avere una sommatoria dei momenti plastici richiesta ad un piano k -esimo, maggiore di quella necessaria al piano $(k-1)$ -esimo.

Se questa condizione si verifica tra le colonne del primo e secondo piano, è chiaro che la procedura di progettazione dovrà essere interamente ripetuta, visto che tutto dipende dai momenti resistenti delle colonne del primo piano.

Diversamente, se la condizione richiede il cambio delle sezioni ai piani superiori, sarà necessario riprogettare solo le colonne dal piano in questione a salire.

Anche in questo caso è interessante notare una differenza di applicazione della teoria, che caratterizza i telai in acciaio e quelli in c.a.

Per l'acciaio questa condizione significa, sostanzialmente, verificare che i momenti resistenti delle colonne, diminuiscano spostandosi dal basso verso l'alto poiché ciò implica un conseguente decremento delle sezioni nello stesso verso.

Per il c.a. la condizione tecnologica si sdoppia, poiché, i due aspetti, univoci nell'acciaio, possono essere considerati indipendenti nel c.a. ovvero la resistenza della colonna non è direttamente connessa alla geometria della sezione. Se, infatti, ad un piano si richiede una resistenza maggiore rispetto a quello inferiore, potrà bastare semplicemente aumentare il quantitativo

di armatura all'interno della colonna considerata, senza dover riprogettare le colonne del telaio.

Resta solo da verificare, quindi, che le dimensioni delle sezioni delle colonne siano effettivamente decrescenti verso l'alto.

2.7.7 Fase di output

Completata la progettazione, l'algoritmo restituisce un file di output (sempre di estensione .txt), nel quale è riportato un riepilogo di tutte le informazioni relative alla risoluzione del telaio in oggetto.

Il programma, infatti, è stato implementato in modo tale da scrivere tutte le fasi di progettazione, comprese quelle in cui la mancata verifica della condizione tecnologica ha portato ad un nuovo calcolo.

In questo modo è possibile visualizzare l'intera storia progettuale del telaio.

Bibliografia

- [1] F.M. Mazzolani, V. Piluso, "Theory and design of seismic resistant steel frames", E&FN Spon, an imprint of Chapman & Hall, 1996.
- [2] F.M. Mazzolani, V. Piluso, "Plastic Design of Seismic Resistant Steel Frames", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 167-191, 1997.
- [3] A. Longo, R. Montuori, V. Piluso, "Failure mode control of X-braced frames under seismic actions", Journal of Earthquake Engineering, 12: 728-759, 2008.
- [4] A. Longo, R. Montuori, V. Piluso, "Plastic design of seismic resistant V-Braced frames", Journal of Earthquake Engineering, Volume 12: 1246-1266, 2008.
- [5] M. T. Giugliano, A. Longo, R. Montuori, V. Piluso, "Failure mode and drift control of MRF-CBF dual systems". The Open Construction and Building Technology Journal, 4, 121-133, 2010.
- [6] M. T. Giugliano, A. Longo, R. Montuori, V. Piluso, "Plastic design of CB-frames with reduced section solution for bracing members". Journal of Constructional Steel Research, Volume 66, Pages 611-621, 2010.
- [7] A. Longo, R. Montuori, V. Piluso, "Failure Mode Control and Seismic Response of Dissipative Truss Moment Frames". Journal of Structural Engineering, Volume 138, Pages 1388-1397, 2012.
- [8] A. Longo, R. Montuori, V. Piluso, "Theory of Plastic Mechanism Control of Dissipative Truss Moment Frames". Engineering Structures, Volume 37, Pages 63-75, 2012.
- [9] R. Montuori, V. Piluso, M. Troisi, "Theory of plastic mechanism control of seismic-resistant MR-frames with set-backs". Open Construction and Building Technology Journal, Volume 6, Pages 404-413, 2012.
- [10] L. Mastrandrea, E. Nastri, V. Piluso, "Validation of a design procedure for failure mode control of EB-Frames: Push-over and IDA analyses". Open Construction and Building Technology Journal, Volume 7, Pages 193-207, 2013.
- [11] A. Longo, E. Nastri, V. Piluso, "Theory of plastic mechanism control: State-

- of-the-art". Open Construction and Building Technology Journal, Volume 8, Pages 262-278, 2014.
- [12] R. Montuori, E. Nastri, V. Piluso, "Rigid-plastic analysis and moment-shear interaction for hierarchy criteria of inverted Y EB-Frames". Journal of Constructional Steel Research, Volume 95 71-80, 2014.
- [13] R. Montuori, E. Nastri, V. Piluso, "Theory of Plastic Mechanism Control for Eccentrically Braced Frames with inverted Y-scheme". Journal of Constructional Steel Research, Volume 92, Pages 122-135, 2014.
- [14] A. Longo, R. Montuori, V. Piluso, "Theory of Plastic Mechanism Control for MRF-CBF dual system and its validation". Bulletin of Earthquake Engineering (BEEE). 2014.
- [15] R. Montuori, E. Nastri, V. Piluso, "Theory of plastic mechanism control for the seismic design of braced frames equipped with friction dampers". Mechanics Research Communications, Volume 58, Pages 112-123, 2014.
- [16] R. Montuori, E. Nastri, V. Piluso, "Advances in Theory of Plastic Mechanism Control: Closed Form Solution for Mr-Frames". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2015.
- [17] Park R., Paulay T., "Reinforced concrete structures", A Wiley-Interscience publication, 1975.
- [18] Paulay T., Priestley M.J.N.: "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", Wiley, New York, 1995.
- [19] ACI Committee 318 (1995): "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", America Concrete Institute.
- [20] Bigaj A.J. (1999): "Structural Dependence of Rotation Capacity of Plastic Hinges in RC Beams and Slabs", Ph.D. Thesis, Delft University Press, the Netherlands
- [21] Bosco C., Debernardi P.G. (1993): "Influence of some basic parameters on the plastic rotation of reinforced concrete elements", CEB, Bulletin d'Information n. 218.
- [22] Corley W.G. (1966): "Rotational capacity of reinforced concrete beams", Journal of the Structural Division, ASCE, 92(ST5), pp.121-146
- [23] Cosenza E., Greco C., Manfredi G. (1992): "Il calcolo delle rotazioni plastiche nelle travi in cemento armato includendo gli effetti

dell'aderenza"; Istituto di Ingegneria Civile, Facoltà di Ingegneria, Università di Salerno

- [24] Debernardi P.G., Taliano M. (2002): "On Evaluation of Rotation Capacity for Reinforced Concrete Beams", ACI Structural Journal, 99(3), pp. 360-368
- [25] S. Coccia, tesi di dottorato: "Nuova modellazione del comportamento delle cerniere plastiche nel c.a."

3 EQUAZIONI DELLA TPMC PER I TELAI IN C.A.

3.1 Cenni introduttivi

In questo capitolo sono riportate tutte le equazioni necessarie per l'applicazione della teoria del controllo del meccanismo di collasso plastico [1, 2] ai telai in cemento armato [3-5].

Tali relazioni dipendono, ovviamente, dalle condizioni progettuali considerate.

Come già anticipato, la formulazione generale della procedura, che consente l'applicazione della TPMC a qualsivoglia struttura in c.a., è avvenuta per gradi, tramite l'analisi iniziale di telai simmetrici sia dal punto di vista geometrico che meccanico.

Pertanto, nei paragrafi successivi, sono riportate le formulazioni relative ai telai con armatura unica sulle travi e quelle che caratterizzano i telai generici.

3.2 Telai simmetrici con momento unico sulle travi

Nel caso di telai simmetrici, con momento unico sulle travi, le condizioni di progetto da imporre sono $3n_s$.

Per consentire una più facile comprensione delle equazioni riportate nel seguito, si riassumono, in Tabella 3.1, i principali termini introdotti, al fine di compattare e semplificare le espressioni.

n_c	Numero colonne	M_{c,i,i_m}	Momento plastico dell' i -esima colonna all' i_m -esimo piano
n_b	Numero campate	$M_{c,i_m} = \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,i_m}$	Somma dei momenti plastici delle colonne all' i_m -esimo piano
n_s	Numero piani	$M_V = \sum_{k=1}^{n_s} V_k h_k$	Lavoro del secondo ordine compiuto dai carichi verticali nel meccanismo globale
i_m	Indice di meccanismo	$M_F = \sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k$	Lavoro esterno che le forze orizzontali sviluppano nel meccanismo globale
H_o	Somma delle altezze d'interpiano coinvolte nel meccanismo	$M_{b,jk}$	Momento resistente plastico della trave alla j -esima campata del k -esimo piano
h_k	Altezza k -esimo piano (con $k=1, 2, \dots, n_s$)	$F = \sum_{k=1}^{n_s} F_k$	Tagliante alla base
$M_{b,Rd} = 2 \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk}$			Somma dei momenti resistenti plastici delle travi

Tabella 3.1: Annotazione

Si riportano nel seguito le equazioni alla base del metodo.

3.2.1 Concetto di curva di equilibrio

Come anticipato nel Capitolo 1, fondamentale è il concetto di curva di equilibrio. Per ciascun meccanismo è possibile, infatti, definire la relativa equazione linearizzata della curva, espressa dalla relazione:

$$\alpha = \alpha_0 - \gamma \delta \quad (3.1)$$

dove α_0 è il moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze orizzontali e γ è l'inclinazione della curva di equilibrio del meccanismo.

3.2.2 Meccanismo di tipo globale

Circa la valutazione del moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze orizzontali, è facile riconoscere che, nel caso di meccanismo globale, per una rotazione virtuale $d\theta$ delle cerniere plastiche delle colonne coinvolte nel meccanismo, il lavoro interno si può scrivere come la somma di un contributo relativo alle colonne del primo piano ed uno riferito alle travi:

$$W_i = \left[\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,1} + 2 \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk} \right] d\theta = [M_{c,1} + M_{b,Rd}] d\theta \quad (3.2)$$

Il 2, che compare al secondo membro della relazione, si riferisce proprio al fatto che le armature sulle travi sono uniche, pertanto, è possibile considerare due volte lo stesso momento resistente.

Il lavoro esterno, dovuto alle forze orizzontali è dato da:

$$W_e = \left[\alpha \sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k \right] d\theta = [\alpha M_F] d\theta \quad (3.3)$$

Nella valutazione di quest'ultimo, però, si deve tener conto anche di un'altra aliquota relativa agli effetti del secondo ordine, prodotti dai carichi verticali:

$$W_v = \sum_{k=1}^{n_s} V_k h_k \frac{\delta}{H_o} d\theta = M_V \frac{\delta}{H_o} d\theta \quad (3.4)$$

Quindi, applicando il principio dei lavori virtuali, l'equazione completa è:

$$W_i = W_e + W_v \quad (3.5)$$

Sostituendo le relative espressioni (3.2), (3.3) e (3.4) nella (3.5), si ha:

$$\left[\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,1} + 2 \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk} \right] d\theta = \left[\alpha \sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k \right] d\theta + \sum_{k=1}^{n_s} V_k h_k \frac{\delta}{H_o} d\theta \quad (3.6)$$

Utilizzando le annotazioni riportate in Tabella 3.1, la relazione si compatta:

$$[M_{c,1} + M_{b,Rd}] = [\alpha M_F] + M_V \frac{\delta}{H_o} \quad (3.7)$$

Con semplici passaggi matematici è possibile, subito, ritrovare la forma della curva linearizzata del meccanismo di equilibrio, precedentemente espressa dalla relazione (3.1):

$$\alpha_0 = \frac{M_{c,1} + M_{b,Rd}}{M_F} - \frac{1}{H_o} \frac{M_V}{M_F} \delta \quad (3.8)$$

Pertanto, nel caso specifico di meccanismo di collasso di tipo globale:

$$\alpha_0 = \alpha_0^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta \quad (3.9)$$

la corrispondente curva, risulta completamente definita, noto il moltiplicatore cinematicamente ammissibile:

$$\alpha_0^{(g)} = \frac{[M_{c,1} + M_{b,Rd}]}{M_F} \quad (3.10)$$

e l'inclinazione della curva di equilibrio del meccanismo:

$$\gamma^{(g)} = \frac{\frac{1}{H_o} M_V}{M_F} = \frac{\frac{1}{h_{ns}} M_V}{M_F} \quad (3.11)$$

La curva di equilibrio va definita per tutti i meccanismi possibili.

3.2.3 Altri meccanismi

In particolare, per il meccanismo i_m -esimo ($i_m = 1, 2, \dots, n_c$) della tipologia t di meccanismo (con $t = 1, 2, 3$), l'applicazione del teorema cinematico del collasso plastico fornisce:

$$\alpha_{i_m}^{(t)} = \alpha_{0,i_m}^{(t)} - \gamma_{i_m}^{(t)} \delta \quad (3.12)$$

dove $\alpha_{0,i_m}^{(t)}$ e $\gamma_{i_m}^{(t)}$ rappresentano, rispettivamente, il moltiplicatore cinematicamente ammissibile e l'inclinazione della curva di equilibrio dell' i_m -esimo meccanismo nella t -esima tipologia.

È importante sottolineare che, per ogni data geometria del sistema strutturale, la pendenza della curva di equilibrio del meccanismo raggiunge il suo valore minimo quando si sviluppa il meccanismo globale, aspetto fondamentale per l'applicazione del metodo TPMC.

3.2.4 Meccanismo di tipo 1

Con riferimento all' i_m -esimo meccanismo di tipo 1, valutiamo il lavoro interno:

$$W_i = \left[\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,1} + 2 \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk} + \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,i_m} \right] d\theta \quad (3.13)$$

e le due aliquote di lavoro esterno:

$$W_e = \alpha \left[\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k \right] d\theta \quad (3.14)$$

$$W_v = \frac{1}{h_{i_m}} \left[\sum_{k=1}^{i_m} V_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} V_k \right] d\theta \quad (3.15)$$

Scrivendo il principio dei lavori virtuali si ha:

$$\left[\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i.1} + 2 \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk} + \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i.i_m} \right] d\theta = \alpha \left[\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k \right] d\theta + \frac{1}{h_{i_m}} \left[\sum_{k=1}^{i_m} V_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} V_k \right] d\theta \quad (3.16)$$

Introducendo i termini semplificativi di Tabella 3.1 ed effettuando qualche passaggio si arriva all'espressione della curva linearizzata del meccanismo di collasso:

$$\alpha_{i_m}^{(1)} = \frac{M_{c,1} + 2 \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk} + M_{c,i_m}}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k} - \frac{1}{h_{i_m}} \cdot \frac{\sum_{k=1}^{i_m} V_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} V_k}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k} \delta \quad (3.17)$$

quindi, il moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze sismiche orizzontali è:

$$\alpha_{0,i_m}^{(1)} = \frac{M_{c,1} + 2 \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk} + M_{c,i_m}}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k} \quad (3.18)$$

mentre la pendenza della curva di equilibrio del meccanismo è:

$$\gamma_{i_m}^{(1)} = \frac{1}{h_{i_m}} \cdot \frac{\sum_{k=1}^{i_m} V_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} V_k}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k} \quad (3.19)$$

3.2.5 Meccanismo di tipo 2

Con riferimento all' i_m -esimo meccanismo di tipo 2, l'espressione del lavoro interno è:

$$W_i = \left[\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,i_m} + 2 \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,j,k} \right] d\theta \quad (3.20)$$

Mentre per il lavoro esterno:

$$W_e = \alpha \left[\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k (h_k - h_{i_m-1}) \right] d\theta \quad (3.21)$$

$$W_v = \frac{1}{h_{n_s} - h_{i_m-1}} \left[\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k (h_k - h_{i_m-1}) \right] d\theta \quad (3.22)$$

Il principio dei lavori virtuali è:

$$\begin{aligned} \left[\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,i_m} + 2 \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,j,k} \right] d\theta &= \alpha \left[\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k (h_k - h_{i_m-1}) \right] d\theta + \\ &+ \frac{1}{h_{n_s} - h_{i_m-1}} \left[\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k (h_k - h_{i_m-1}) \right] d\theta \end{aligned} \quad (3.23)$$

Con l'introduzione delle semplificazioni e qualche passaggio:

$$\alpha_{i_m}^{(2)} = \frac{M_{c,i_m} + 2 \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk}}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k(h_k - h_{i_m-1})} - \frac{1}{h_{n_s} - h_{i_m-1}} \frac{\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k(h_k - h_{i_m-1})}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k(h_k - h_{i_m-1})} \delta \quad (3.24)$$

Pertanto, il moltiplicatore cinematicamente ammissibile è:

$$\alpha_{0,i_m}^{(2)} = \frac{M_{c,i_m} + 2 \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk}}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k(h_k - h_{i_m-1})} \quad (3.25)$$

mentre la pendenza della curva di equilibrio del meccanismo è:

$$\gamma_{i_m}^{(2)} = \frac{1}{h_{n_s} - h_{i_m-1}} \frac{\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k(h_k - h_{i_m-1})}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k(h_k - h_{i_m-1})} \quad (3.26)$$

È interessante notare che, per $i_m = 1$, le Eq. (3.25) e (3.26) coincidono con le Eq. (3.10) e (3.11) rispettivamente, perché in questo caso il meccanismo 2 viene a coincidere con quello globale. Infatti, queste relazioni per $i_m = 1$ includono il termine $h_{i_m-1} = h_0$ che deve essere assunto pari a zero.

3.2.6 Meccanismo di tipo 3

Con riferimento all' i_m -esimo meccanismo di tipo 3, il lavoro interno è caratterizzato dal solo contributo delle cerniere delle colonne di piano:

$$W_i = [2 M_{c,i_m}] d\theta \quad (3.27)$$

Mentre per il lavoro esterno abbiamo:

$$W_e = \alpha \left[(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k \right] d\theta \quad (3.28)$$

$$W_v = \left[\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k \right] d\theta \quad (3.29)$$

Scrivendo il PLV si ha:

$$[2 M_{c,i_m}] = \alpha \left[(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k \right] + \left[\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k \right] \quad (3.30)$$

La curva di equilibrio del meccanismo è pari a:

$$\alpha_{i_m}^{(3)} = \frac{2 M_{c,i_m}}{(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k} - \frac{\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k}{(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k} \delta \quad (3.31)$$

Pertanto, il moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze sismiche orizzontali, per il meccanismo di tipo 3, è dato da:

$$\alpha_{0,i_m}^{(3)} = \frac{2 M_{c,i_m}}{(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k} \quad (3.32)$$

In aggiunta, la corrispondente pendenza della curva di equilibrio del meccanismo è data da:

$$\gamma_{i_m}^{(3)} = \frac{\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k}{(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k} \quad (3.33)$$

Si vuole far notare, a questo punto, come nel caso di $i_m = 1$, il meccanismo tipo 1 coincide con quello tipo 3, infatti, le relazioni (3.18) e (3.19) coincidono perfettamente con la (3.32) e (3.33).

3.2.7 Condizioni di progetto

Nel metodo proposto, le proprietà delle sezioni delle travi sono assunte come quantità note, poiché vengono progettate per resistere ai carichi verticali. Di conseguenza, le incognite del problema di progetto sono le sezioni delle colonne. Esse possono essere determinate mediante le condizioni di progetto, per le quali si impone che, il moltiplicatore cinematicamente ammissibile, corrispondente al meccanismo di collasso globale, sia il minimo tra tutti i moltiplicatori relativi a tutti gli altri meccanismi.

Ovviamente, questa condizione di progetto è in grado di assicurare il meccanismo di collasso desiderato solo in caso di comportamento rigido-plastico, mentre le strutture attuali sono caratterizzate da spostamenti elastici prima dello sviluppo del meccanismo di collasso.

A causa di questi spostamenti elastici, gli effetti del secondo ordine dei carichi verticali non possono essere trascurati. Questi effetti vengono tenuti in considerazione imponendo che la curva di equilibrio relativa al meccanismo globale, deve essere al di sotto di quelle corrispondenti a tutti gli altri meccanismi cioè il teorema del limite superiore del progetto plastico deve essere soddisfatto per ogni valore dello spostamento δ .

Tuttavia, il soddisfacimento di questo requisito è necessario fino ad un fissato valore dello spostamento ultimo δ_u , compatibile con la duttilità fornita dagli elementi strutturali (Figura 3.1).

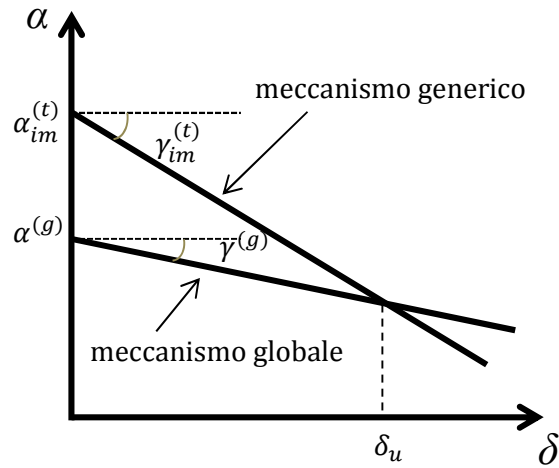


Figura 3.1: Condizione di progetto

Questo corrisponde ad imporre le seguenti condizioni:

$$\alpha_0^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \alpha_{0,im}^{(t)} - \gamma_{im}^{(t)} \delta_u \quad (3.34)$$

per $i_m = 1, 2, 3, \dots, n_s$ e $t = 1, 2, 3$.

Pertanto, ci sono $3n_s$ condizioni di progetto da soddisfare per uno schema strutturale di n_s piani.

3.2.7.1 Condizioni per scongiurare meccanismi tipo 1

Al fine di evitare il verificarsi di un meccanismo di tipo 1, si dovrà applicare la condizione di progetto, espressa dalla relazione (3. 34), con riferimento ad un valore di $t = 1$.

$$\alpha_0^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \alpha_{0,im}^{(1)} - \gamma_{im}^{(1)} \delta_u \quad (3. 35)$$

Sostituendo i relativi valori all'interno dell'equazione, si ottiene:

$$\alpha_0^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \frac{M_{c,1} + 2 \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk} + M_{c,im}^{(1)}}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k} - \gamma_{im}^{(1)} \delta_u \quad (3. 36)$$

quindi:

$$M_{c,im}^{(1)} \geq \left(\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k \right) \left[\alpha_0^{(g)} + (\gamma_{im}^{(1)} - \gamma^{(g)}) \delta_u \right] + \\ - M_{c,1} - 2 \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk} \quad (3. 37)$$

E' utile sottolineare la presenza del termine $M_{c,1}$ nella relazione (3. 37), tale valore, come si spiegherà più avanti, dovrà essere sostituito dalla somma dei momenti resistenti delle colonne al primo piano $M_{c,Rd,1}$, al fine di ottenere, per $i_m > 1$, le sommatorie richieste alle colonne per evitare il meccanismo tipo 1.

3.2.7.2 Condizioni per scongiurare meccanismi tipo 2

Per scongiurare il meccanismo di tipo 2, basterà considerare $t = 2$ nell'equazione (3.34).

$$\alpha_0^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \alpha_{0,im}^{(2)} - \gamma_{im}^{(2)} \delta_u \quad (3.38)$$

Sostituendo i relativi valori all'interno dell'equazione, si ottiene:

$$\frac{[M_{c,1} + M_{b,Rd}]}{M_F} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \frac{M_{c,im}^{(2)} + 2 \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk}}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k (h_k - h_{i_m-1})} - \gamma_{im}^{(2)} \delta_u \quad (3.39)$$

quindi:

$$M_{c,im}^{(2)} \geq \left(\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k (h_k - h_{i_m-1}) \right) \left[\frac{[M_{c,1} + M_{b,Rd}]}{M_F} + (\gamma_{im}^{(2)} - \gamma^{(g)}) \delta_u \right] + \\ - 2 \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk} \quad (3.40)$$

3.2.7.3 Condizioni per scongiurare meccanismi tipo 3

Non resta che considerare il caso di $t = 3$.

$$\alpha_0^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \alpha_{0,im}^{(3)} - \gamma_{im}^{(3)} \delta_u \quad (3.41)$$

Sostituendo i relativi valori all'interno dell'equazione, si ottiene:

$$\frac{[M_{c,1} + M_{b,Rd}]}{M_F} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \frac{2 M_{c,im}^{(3)}}{(h_{im} - h_{im-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k} - \gamma_{im}^{(3)} \delta_u \quad (3.42)$$

quindi:

$$M_{c,im}^{(3)} \geq \left(\frac{(h_{im} - h_{im-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k}{2} \right) \left[\frac{[M_{c,1} + M_{b,Rd}]}{M_F} + (\gamma_{im}^{(3)} - \gamma^{(g)}) \delta_u \right] \quad (3.43)$$

3.2.8 Algoritmo di progetto

Si presenta, ora, l'algoritmo di calcolo che consente la progettazione con controllo del meccanismo di collasso, dei telai simmetrici in c.a. con momento unico sulle travi.

In particolare, per giungere alla soluzione basta seguire i prossimi steps:

a) Scelta dello spostamento di progetto alla sommità δ_u .

Il valore che si va ad ipotizzare deve ovviamente rispettare le caratteristiche di duttilità possedute dagli elementi strutturali considerati, infatti, scegliere tale parametro significa fissare θ_u (in radianti), corrispondente alla capacità di rotazione plastica delle travi.

b) Progetto delle travi che devono resistere ai carichi verticali.

Le travi nella TPMC risultano delle quantità note, pertanto, vengono progettate per resistere ai carichi verticali in combinazione non sismica.

c) Valutazione delle pendenze delle curve di equilibrio di meccanismo $\gamma_{i_m}^{(t)}$.

Si tratta di quantità note, funzione dei carichi (verticali e orizzontali) e della geometria dell'elemento. La loro determinazione è compiutamente definita tramite le equazioni (3. 19), (3. 26) e (3. 33).

d) Determinazione degli sforzi normali che nascono nelle colonne al collasso.

In accordo con il meccanismo globale, gli sforzi assiali nelle colonne, in condizioni di collasso, dipendono sia dai carichi distribuiti agenti sulle travi, sia dagli sforzi di taglio trasmessi dalle cerniere plastiche delle

travi, così come rappresentato in Figura 3.2 (con riferimento al sisma agente da sinistra verso destra).

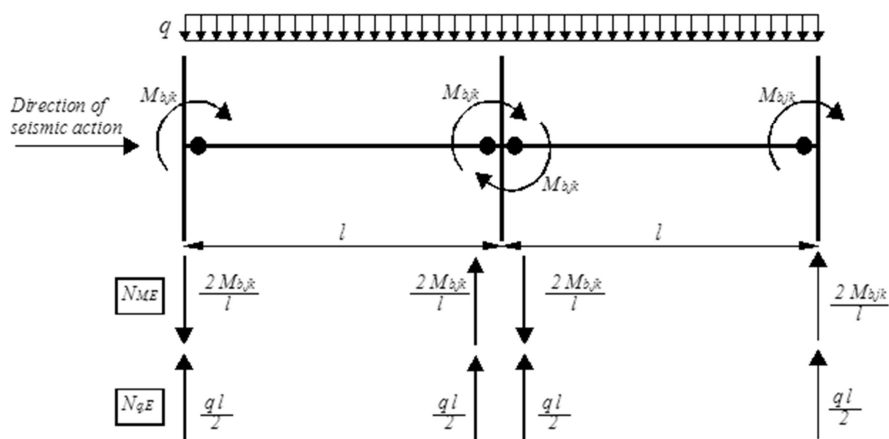


Figura 3.2: Sforzi trasmessi dalle travi alle colonne, in condizioni di collasso

Pertanto, tale sforzo è dato dalla somma di due contributi, il primo $N_{q,E}$, legato ai carichi verticali agenti sulla trave (contributo dei $ql/2$) ed il secondo $N_{M,E}$, legato alle azioni di taglio delle travi (del tipo $2M_{b,jk}/l$).

e) *Calcolo della somma dei momenti richiesta al primo piano $M_{c,1}$.*

Per ogni valore di i_m , la (3.34) fornisce delle relazioni in cui le incognite sono rappresentate da M_{c,i_m} e $M_{c,1}$, pari rispettivamente, alla somma dei momenti plastici delle colonne al piano i_m -esimo e al primo piano.

Si noti che la (3.34), sviluppata con riferimento ad $i_m = 1$, dà luogo ad alcuni casi particolari.

Considerando, infatti, un valore di $t = 2$, tale relazione restituisce un'identità, in quanto, con riferimento a quanto detto nel §3.2.5, il meccanismo globale si ottiene proprio dal meccanismo di tipo 2 per

$i_m = 1$. E ancora, richiamando quanto detto al §3.2.6, sempre per tale valore di i_m , i meccanismi di tipo 1 e 3 coincidono (Figura 3.3).

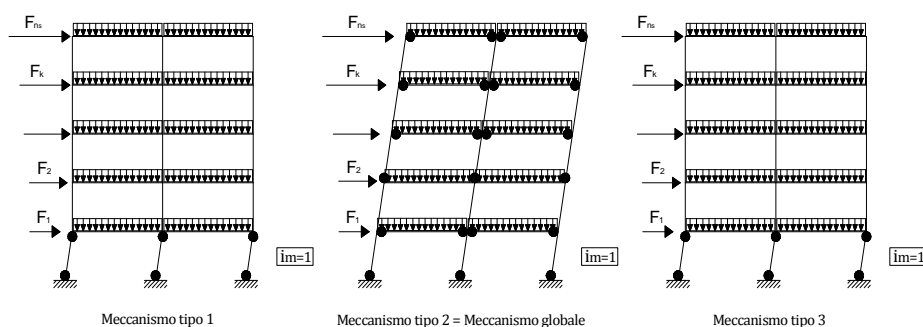


Figura 3.3: Meccanismi di collasso per $i_m = 1$

Di conseguenza, quando $i_m = 1$, nella relazione che impone la condizione di progetto, l'unico termine incognito è proprio $M_{c,1}$.

Basterà sostituire, quindi, nella (3. 34), i valori di $\alpha_0^{(g)}, \gamma^{(g)}, \alpha_{0,1}^{(1)}$ (o $\alpha_{0,1}^{(3)}$) e $\gamma_1^{(1)}$ (o $\gamma_1^{(3)}$), ottenendo così:

$$M_{c,1} \geq \frac{M_{b,Rd} + (\gamma_1^{(3)} - \gamma^{(g)}) \cdot \delta_u \cdot M_F}{2 \frac{M_F}{h_1 F} - 1} \quad (3. 44)$$

La relazione (3. 44) è di fondamentale importanza da un punto di vista pratico perché permette di progettare le colonne del primo piano a partire da una soluzione in forma chiusa, facilmente applicabile anche tramite calcoli manuali.

La sommatoria calcolata dovrà essere distribuita tra le singole colonne. Nel corso della ricerca, in un primo momento, è stata considerata una ripartizione in funzione dello sforzo normale massimo che compete a ciascuna colonna, in condizioni di collasso, espressa dalla seguente relazione generale:

$$M_{c,i,1} = \left(\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,1} \right) \frac{N_{max,i,1}}{\sum_{i=1}^{n_c} N_{i,1}} = M_{c,1} \frac{N_{max,i,1}}{\sum_{i=1}^{n_c} N_{i,1}} \quad (3.45)$$

In seguito all'analisi di diversi telai si è visto, però, che questo tipo di ripartizione, generava dei problemi nel caso di telai con caratteristiche geometriche tali da avere colonne scariche.

In seguito alle analisi di push-over, infatti, tali colonne esibivano una plasticizzazione prematura, alla testa e al piede.

Per tale motivo si è giunti alla conclusione che una buona metodologia di ripartizione è quella per la quale si richiede, a tutte le colonne di piano, la stessa aliquota di momento, tramite la seguente espressione:

$$M_{c,i,1} = \frac{M_{c,1}}{n_c} \quad (3.46)$$

per $i = 1, \dots, n_c$.

In ogni caso, si intende specificare che la metodologia di ripartizione non è unica; qualsiasi altro tipo di distribuzione dei momenti, che abbia come somma il valore $M_{c,i,1}$ derivante dalla procedura TPMC, è perfettamente equivalente, salvo poi individuare eventuali problematiche relative.

f) *Progetto delle colonne al primo piano.*

A tale scopo, si inizia con il considerare una sezione di partenza della colonna, calcolata per resistere ai carichi verticali allo stato limite ultimo ($N_{V,SLU}$).

Definita la sezione si procede al progetto mediante l'uso dei domini di resistenza. Nel caso in questione, di telai simmetrici con momento unico sulle travi, si considerano i seguenti punti di progetto:

$$A (N_{min}, M_{PR}) \qquad B (N_{max}, M_{PR}) \qquad (3.47)$$

Non resta, quindi, che progettare le colonne al primo piano.

Il programma di calcolo è stato elaborato in modo tale da assumere una quantità iniziale di armatura (corrispondente al minimo valore richiesto dalla normativa adottata), incrementata di volta in volta fino a quando i punti di progetto non ricadono all'interno del dominio di resistenza. Se viene raggiunta la percentuale massima di armatura prevista dalla normativa la procedura riprende dal passo f) incrementando le dimensioni della sezione.

Una volta che le colonne sono state progettate, quello che si ottiene è la somma dei momenti resistenti di piano $M_{c,Rd,1}$, sicuramente maggiore del valore minimo $M_{c,1}$ richiesto dall'Eq. (3.44).

A questo punto, il moltiplicatore cinematicamente ammissibile sarà valutato a partire dall'Eq. (3.10), sostituendo il termine $M_{c,1}$ con il valore $M_{c,Rd,1}$ risultante dalla progettazione.

g) Valutazione della somma dei momenti plastici richiesti alle colonne dei piani superiori $M_{c,im}$ (per $i_m > 1$).

In questa fase basterà imporre che la curva di equilibrio dell' i_m -esimo meccanismo, di tipo 1, 2 e 3, sia al di sopra di quella relativa al meccanismo globale; si dovrà pertanto applicare la relazione (3. 34).

Per un fissato valore di i_m tale relazione fornisce i termini $M_{c,im}^{(t)}$ (con $t = 1, 2, 3$), espressi dalle relazioni (3. 37), (3. 40) e (3. 43).

I valori così ottenuti sono quelli minimi che le sommatorie dei momenti plastici, richiesti ai vari piani, devono rispettare affinché sia scongiurato il corrispondente meccanismo di collasso.

È chiaro che, per garantire lo sviluppo di un meccanismo globale, si dovrà considerare il massimo valore che deriva dalla condizione di progetto:

$$M_{c,im} = \max \{ M_{c,im}^{(1)}, M_{c,im}^{(2)}, M_{c,im}^{(3)} \} \quad \text{per } i_m > 1 \quad (3. 48)$$

A questo punto, nota la somma dei momenti plastici per ciascun piano, si procederà a distribuirli tra le singole colonne con la stessa procedura vista per quelle al primo piano, cioè con la seguente relazione:

$$M_{c,i,im} = \frac{\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,im}}{n_c} = \frac{M_{c,im}}{n_c} \quad (3. 49)$$

h) Progetto delle colonne ad ogni piano.

La procedura è la stessa di quella spiegata ai punto f).

i) Verifica della condizione tecnologica.

Ovviamente le sezioni delle colonne non possono aumentare lungo l'altezza. Se il rispetto di tale condizione richiede il cambio delle sezioni al primo piano, la procedura dovrà essere ripetuta a partire dal punto f). Infatti, in questo caso, si ottiene un nuovo valore di $M_{c,Rd,1}$ e, di conseguenza, il valore della somma dei momenti plastici delle colonne ad ogni piano. Se la condizione richiede il cambio delle sezioni ai piani superiori, la procedura deve essere ripetuta dal punto k).

3.3 Telai generici con momenti differenti sulle travi

Per una formulazione completa e nel rispetto della pratica progettuale, bisogna tener conto della condizione per la quale, le armature sono differenti alle estremità della trave; ciò significa avere momenti resistenti diversi che entrano in gioco nella teoria.

Allo stesso modo del caso precedente, si riportano in Tabella 3.2, i termini principali, introdotti al fine di semplificare le equazioni.

n_c	Numero colonne	M_{c,i,i_m}	Momento plastico dell' i -esima colonna all' i_m -esimo piano
n_b	Numero campate	$M_{c,i_m} = \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,i_m}$	Somma dei momenti plastici delle colonne all' i_m -esimo piano
n_s	Numero piani	$M_V = \sum_{k=1}^{n_s} V_k h_k$	Lavoro del secondo ordine compiuto dai carichi verticali nel meccanismo globale
i_m	Indice di meccanismo	$M_F = \sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k$	Lavoro esterno che le forze orizzontali sviluppano nel meccanismo globale
H_o	Somma delle altezze d'interpiano coinvolte nel meccanismo	$F = \sum_{k=1}^{n_s} F_k$	Tagliante alla base
h_k	Altezza k -esimo piano (con $k=1, 2, \dots, n_s$)	$M_{b,jk}$	Momento resistente plastico della trave alla j -esima campata del k -esimo piano
e	Indice estremo di trave (e=L=left, e=R=right)	$M_{b,Rd,e} = \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk}$	Somma dei momenti resistenti plastici di progetto delle travi (distinti per estremo e) per meccanismo globale

Tabella 3.2: Annotazione

Le quantità coinvolte nella valutazione del lavoro interno, per ogni meccanismo considerato, dipendono imprescindibilmente dal verso dell'azione sismica.

Questo perché, per armatura non simmetrica sulle travi (diverse non solo alle estremità ma anche superiormente ed inferiormente), i momenti plastici, per ogni trave, sono complessivamente quattro.

Per ogni meccanismo generico, in funzione del verso delle forze sismiche, saranno coinvolti i momenti, così come riportato in Figura 3.4

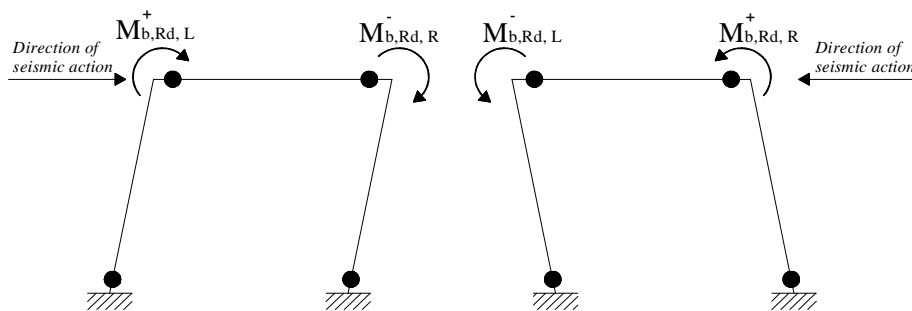


Figura 3.4: Momenti plastici coinvolti per sisma LR e per sisma RL

Bisogna, a questo punto, valutare i moltiplicatori cinematicamente ammissibili. Per farlo, serve determinare il lavoro interno per effetto di una rotazione virtuale $d\theta$ delle cerniere plastiche delle colonne di base. In questo caso specifico, le espressioni, saranno chiaramente differenti per i due versi delle azioni sismiche.

Vediamo nel dettaglio le equazioni alla base della teoria generale, per i vari meccanismi di collasso.

3.3.1 Concetto di curva di equilibrio, teoria generale

Con riferimento alla curva linearizzata del meccanismo di collasso, la differenza che si riscontra nella teoria generale, è la necessità di dover considerare, per ogni meccanismo i_m (con $i_m = 1, 2, \dots, n_s$) ed ogni tipologia t (con $t = 1, 2, 3$), due differenti equazioni, ciascuna riferita ai due versi dell'azione sismica.

In questo caso avremo, infatti, le seguenti espressioni generali:

$$\alpha_{LR} = \alpha_{0.LR} - \gamma \delta \quad (3.50)$$

$$\alpha_{RL} = \alpha_{0.RL} - \gamma \delta \quad (3.51)$$

Dalla scrittura delle equazioni, si può subito vedere come il valore di γ sia indipendente dal verso dell'azione poiché, per la sua valutazione, non entrano in gioco i momenti delle travi.

3.3.2 Meccanismo di tipo globale, teoria generale

In maniera del tutto analoga a quanto visto nei paragrafi precedenti, si procede al calcolo delle equazioni che regolano il meccanismo globale.

La prima cosa da fare è applicare il principio dei lavori virtuali, per una rotazione virtuale $d\theta$ delle cerniere plastiche delle colonne coinvolte nel meccanismo.

In tal modo si valuterà il lavoro interno per sisma diretto da sinistra verso destra (LR):

$$\begin{aligned}
 W_{i.LR} &= \left[\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.1} + \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b.jk.L}^+ + \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b.jk.R}^- \right] d\theta = \\
 &= [M_{c,1} + M_{b,Rd,L}^+ + M_{b,Rd,R}^-] d\theta
 \end{aligned} \tag{3.52}$$

e per sisma diretto da destra verso sinistra (RL):

$$\begin{aligned}
 W_{i.RL} &= \left[\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.1} + \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b.jk.L}^- + \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b.jk.R}^+ \right] d\theta = \\
 &= [M_{c,1} + M_{b,Rd,L}^- + M_{b,Rd,R}^+] d\theta
 \end{aligned} \tag{3.53}$$

Per quanto riguarda il lavoro esterno, l'aliquota relativa alle forze orizzontali è unica per le due direzioni sismiche:

$$W_e = \left[\alpha \sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k \right] d\theta = [\alpha M_F] d\theta \tag{3.54}$$

L'altro contributo al lavoro esterno è dato dagli effetti del secondo ordine dovuti ai carichi verticali:

$$W_v = \sum_{k=1}^{n_s} V_k h_k \frac{\delta}{H_o} d\theta = M_V \frac{\delta}{H_o} d\theta \tag{3.55}$$

Applicando il PLV quello che otteniamo, per verso di azione LR, è:

$$W_{i,LR} = W_e + W_v \quad (3.56)$$

Pertanto, sostituendo le rispettive equazioni, si ha:

$$[M_{c,1} + M_{b,Rd,L}^+ + M_{b,Rd,R}^-] d\theta = [\alpha M_F] d\theta + M_V \frac{\delta}{H_o} d\theta \quad (3.57)$$

Allo stesso modo, per la condizione opposta, RL, si ha:

$$W_{i,RL} = W_e + W_v \quad (3.58)$$

e sostituendo le espressioni:

$$[M_{c,1} + M_{b,Rd,L}^- + M_{b,Rd,R}^+] d\theta = [\alpha M_F] d\theta + M_V \frac{\delta}{H_o} d\theta \quad (3.59)$$

Si deve osservare, a questo punto, che la curva linearizzata del meccanismo di equilibrio non è unica, ma si differenzia in funzione del verso del sisma considerato, pertanto, possiamo esplicitare la (3.50) e la (3.51):

$$\alpha_{LR}^{(g)} = \alpha_{0,LR}^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta = \frac{M_{c,1} + M_{b,Rd,L}^+ + M_{b,Rd,R}^-}{M_F} - \frac{1}{H_o} \frac{M_V}{M_F} \delta \quad (3.60)$$

$$\alpha_{RL}^{(g)} = \alpha_{0,RL}^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta = \frac{M_{c,1} + M_{b,Rd,L}^- + M_{b,Rd,R}^+}{M_F} - \frac{1}{H_o} \frac{M_V}{M_F} \delta \quad (3.61)$$

A definirle completamente abbiamo, come primo parametro, il moltiplicatore cinematicamente ammissibile, rispettivamente per il verso LR:

$$\alpha_{0,LR}^{(g)} = \frac{[M_{c,1} + M_{b,Rd,L}^+ + M_{b,Rd,R}^-]}{M_F} \quad (3.62)$$

ed RL:

$$\alpha_{0,RL}^{(g)} = \frac{[M_{c,1} + M_{b,Rd,L}^- + M_{b,Rd,R}^+]}{M_F} \quad (3.63)$$

Il secondo parametro fondamentale è la pendenza γ della curva di equilibrio del meccanismo di collasso che, però, è indipendente dalla direzione sismica.

Il motivo di tale uguaglianza risiede nel fatto che, per la valutazione dello stesso, non entrano in gioco i momenti resistenti delle travi, unici parametri che differenziano i due casi.

Nel caso di meccanismo globale:

$$\gamma_{LR}^{(g)} = \gamma_{RL}^{(g)} = \gamma^{(g)} = \frac{\frac{1}{H_o} M_V}{M_F} = \frac{\frac{1}{h_{n_s}} M_V}{M_F} \quad (3.64)$$

3.3.3 Altri meccanismi, teoria generale

La curva di equilibrio dovrà essere ricavata per tutti i meccanismi possibili, quindi, dovremo considerare i_m meccanismi (con $i_m = 1, 2, \dots, n_s$) per un numero t di tipologie ($t = 1, 2, 3$).

Nello specifico, per verso di azione LR, complessivamente avremo:

$$\alpha_{i_m,LR}^{(t)} = \alpha_{0,i_m,LR}^{(t)} - \gamma_{i_m}^{(t)} \delta \quad (3.65)$$

$$t = 1,2,3 \quad i_m = 1,2, \dots, n_s$$

mentre per il verso opposto, RL, si ha:

$$\alpha_{i_m,RL}^{(t)} = \alpha_{0,i_m,RL}^{(t)} - \gamma_{i_m}^{(t)} \delta \quad (3.66)$$

$$t = 1,2,3 \quad i_m = 1,2, \dots, n_s$$

$\alpha_{0,i_m}^{(t)}$ e $\gamma_{i_m}^{(t)}$ rappresentano, rispettivamente, i moltiplicatori cinematicamente ammissibili e la pendenza della curva di equilibrio, relativi all' i_m -esimo meccanismo e alla t -esima tipologia.

Pertanto, abbiamo, a differenza di quanto visto nel paragrafo precedente, $6 n_s$ condizioni di progetto da soddisfare, nel caso di schema strutturale composto da n_s piani.

3.3.4 Meccanismo di tipo 1, teoria generale

Considerando il generico i_m -esimo meccanismo di tipo 1, valutiamo il lavoro interno.

Nel meccanismo tipo 1, a plasticizzarsi saranno le cerniere di base delle colonne al primo piano, le estremità delle travi dei piani i_m coinvolti nel meccanismo e le sezioni di sommità delle colonne al piano i_m -esimo.

Pertanto, per sisma LR:

$$.LR = \left[\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,1} + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^+ + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^- + \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,i_m} \right] d\theta \quad (3.67)$$

Mentre per sisma RL:

$$W_{i,RL} = \left[\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,1} + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^- + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^+ + \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,i_m} \right] d\theta \quad (3.68)$$

Le due aliquote di lavoro esterno sono indipendenti, invece, dalla direzione sismica:

$$W_e = \alpha \left[\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k \right] d\theta \quad (3.69)$$

$$W_v = \frac{1}{h_{i_m}} \left[\sum_{k=1}^{i_m} V_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} V_k \right] d\theta \quad (3.70)$$

Sostituendo le espressioni dei lavori nell'equazione (3. 67), si ha:

$$\begin{aligned} & \left[\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.1} + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b.jk.L}^+ + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b.jk.R}^- + \sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.im} \right] d\theta = \\ & = \alpha \left[\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k \right] d\theta + \frac{1}{h_{i_m}} \left[\sum_{k=1}^{i_m} V_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} V_k \right] d\theta \end{aligned} \quad (3. 71)$$

Introducendo i termini riportati in Tabella 3.2, e facendo qualche passaggio, si ottiene:

$$\begin{aligned} \alpha_{i_m.LR}^{(1)} &= \frac{M_{c,1} + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b.jk,L}^+ + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b.jk,R}^- + M_{c,im}}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k} \\ & \quad - \frac{1}{h_{i_m}} \frac{\sum_{k=1}^{i_m} V_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} V_k}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k} \delta \end{aligned} \quad (3. 72)$$

Sostituendo, invece, le espressioni dei lavori nella (3. 68) si ha:

$$\begin{aligned} & \left[\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.1} + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b.jk.L}^- + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b.jk.R}^+ + \sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.im} \right] d\theta = \\ & = \alpha \left[\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k \right] d\theta + \frac{1}{h_{i_m}} \left[\sum_{k=1}^{i_m} V_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} V_k \right] d\theta \end{aligned} \quad (3. 73)$$

che in maniera compatta, diventa:

$$\alpha_{i_m,RL}^{(1)} = \frac{M_{c,1} + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^- + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^+ + M_{c,im}}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k} - \frac{1}{h_{i_m}} \frac{\sum_{k=1}^{i_m} V_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} V_k}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k} \delta \quad (3.74)$$

Di conseguenza, con riferimento all' i_m -esimo meccanismo di tipo 1, il moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze sismiche orizzontali è dato, per sisma LR, da:

$$\alpha_{0,i_m,LR}^{(1)} = \frac{M_{c,1} + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^+ + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^- + M_{c,im}}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k} \quad (3.75)$$

e per sisma RL da:

$$\alpha_{0,i_m,RL}^{(1)} = \frac{M_{c,1} + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^- + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^+ + M_{c,im}}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k} \quad (3.76)$$

Mentre la pendenza è invariata per le due direzioni:

$$\gamma_{i_m}^{(1)} = \frac{1}{h_{i_m}} \frac{\sum_{k=1}^{i_m} V_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} V_k}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k} \quad (3.77)$$

3.3.5 Meccanismo di tipo 2, teoria generale

Con riferimento all' i_m -esimo meccanismo di tipo 2, le espressioni del lavoro interno sono:

$$W_{i.LR} = \left[\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.im} + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b.jk,L}^+ + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b.jk,R}^- \right] d\theta \quad (3.78)$$

e

$$W_{i.RL} = \left[\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.im} + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b.jk,L}^- + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b.jk,R}^+ \right] d\theta \quad (3.79)$$

Mentre per il lavoro esterno:

$$W_e = \alpha \left[\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k (h_k - h_{i_m-1}) \right] d\theta \quad (3.80)$$

$$W_v = \frac{1}{h_{n_s} - h_{i_m-1}} \left[\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k (h_k - h_{i_m-1}) \right] d\theta \quad (3.81)$$

Scrivendo il principio dei lavori virtuali, per sima LR si ottiene:

$$\begin{aligned} & \left[M_{c,im} + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b.jk,L}^+ + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b.jk,R}^- \right] d\theta = \\ & = \alpha \left[\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k (h_k - h_{i_m-1}) \right] d\theta + \frac{1}{h_{n_s} - h_{i_m-1}} \left[\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k (h_k - h_{i_m-1}) \right] d\theta \end{aligned} \quad (3.82)$$

La curva del meccanismo diventa quindi:

$$\alpha_{i_m,LR}^{(2)} = \frac{M_{c,im} + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^+ + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^-}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k(h_k - h_{i_m-1})} - \frac{1}{h_{n_s} - h_{i_m-1}} \frac{\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k(h_k - h_{i_m-1})}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k(h_k - h_{i_m-1})} \delta \quad (3.83)$$

Per verso opposto si ha:

$$\begin{aligned} & \left[M_{c,im} + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^- + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^+ \right] d\theta = \\ = \alpha & \left[\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k(h_k - h_{i_m-1}) \right] d\theta + \frac{1}{h_{n_s} - h_{i_m-1}} \left[\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k(h_k - h_{i_m-1}) \right] d\theta \end{aligned} \quad (3.84)$$

E quindi:

$$\alpha_{i_m,RL}^{(2)} = \frac{M_{c,im} + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^- + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^+}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k(h_k - h_{i_m-1})} - \frac{1}{h_{n_s} - h_{i_m-1}} \frac{\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k(h_k - h_{i_m-1})}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k(h_k - h_{i_m-1})} \delta \quad (3.85)$$

Per l' i_m -esimo meccanismo di tipo 2 si ha, nel caso di sisma LR:

$$\alpha_{0,i_m,LR}^{(2)} = \frac{M_{c,im} + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^+ + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^-}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k(h_k - h_{i_m-1})} \quad (3.86)$$

mentre per verso del sisma RL:

$$\alpha_{0,i_m,RL}^{(2)} = \frac{M_{c,i_m} + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^- + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^+}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k(h_k - h_{i_m-1})} \quad (3.87)$$

La pendenza della curva di equilibrio è pari a:

$$\gamma_{i_m}^{(2)} = \frac{1}{h_{n_s} - h_{i_m-1}} \frac{\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k(h_k - h_{i_m-1})}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k(h_k - h_{i_m-1})} \quad (3.88)$$

Abbiamo già sottolineato, nel paragrafo precedente, la coincidenza del meccanismo di tipo 2 con quello globale, per $i_m = 1$.

Infatti, per $i_m = 1$, le equazioni (3. 86), (3. 87) e (3. 88) coincidono rispettivamente con le relazioni (3. 62), (3. 63) e (3. 64).

3.3.6 Meccanismo di tipo 3, teoria generale

Con riferimento all' i_m -esimo meccanismo di tipo 3, il lavoro interno è caratterizzato dal solo contributo delle cerniere delle colonne di piano, pertanto, il valore sarà indipendente dalla direzione sismica:

$$W_i = \left[2 \sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.im} \right] d\theta \quad (3.89)$$

Mentre per il lavoro esterno abbiamo:

$$W_e = \alpha \left[(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k \right] d\theta \quad (3.90)$$

$$W_v = \left[\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k \right] d\theta \quad (3.91)$$

Scrivendo il PLV si ha:

$$\left[\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.im} \right] d\theta = \alpha \left[(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k \right] d\theta + \left[\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k \right] d\theta \quad (3.92)$$

La curva di equilibrio del meccanismo è pari a:

$$\alpha_{i_m}^{(3)} = \frac{2M_{c,i_m}}{(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k} - \frac{\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k}{(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k} \delta \quad (3.93)$$

Pertanto, il moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze sismiche orizzontali, per il meccanismo di tipo 3, è unico e dato da:

$$\alpha_{0,i_m}^{(3)} = \frac{2M_{c,i_m}}{(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k} \quad (3.94)$$

In aggiunta, la corrispondente pendenza della curva di equilibrio del meccanismo è espressa tramite la seguente relazione:

$$\gamma_{i_m}^{(3)} = \frac{\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k}{(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k} \quad (3.95)$$

Anche nel caso della teoria generale, per $i_m = 1$, si ha la coincidenza del meccanismo tipo 1 con quello tipo 3, infatti, le equazioni (3.75) e (3.76) diventano un'unica equazione, uguale alla (3.94), mentre la (3.77) viene a coincidere con la (3.95).

3.3.7 Condizioni di progetto, teoria generale

La condizione di progetto è la stessa di quella vista precedentemente per le travi caratterizzate da momento resistente unico, ovvero quella per la quale la curva di equilibrio del meccanismo di collasso deve essere sempre al di sotto di tutte le altre curve, fino allo spostamento di progetto δ_u .

L'unica differenza è che la condizione deve essere imposta due volte, una per ogni verso dell'azione sismica.

Questo significa imporre, per sisma LR:

$$\alpha_{LR}^{(g)} = \alpha_{0,LR}^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \alpha_{0,im,LR}^{(t)} - \gamma_{im}^{(t)} \delta_u = \alpha_{im,LR}^{(t)} \quad (3.96)$$

e per sisma di verso RL:

$$\alpha_{RL}^{(g)} = \alpha_{0,RL}^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \alpha_{0,im,RL}^{(t)} - \gamma_{im}^{(t)} \delta_u = \alpha_{im,RL}^{(t)} \quad (3.97)$$

considerando $i_m = 1, 2, 3, \dots, n_s$ e $t = 1, 2, 3$.

In definitiva, le condizioni di progetto da considerare sono in numero di $6n_s$, per uno schema strutturale di n_s piani.

3.3.7.1 Condizioni per scongiurare meccanismi tipo 1 nella teoria generale

Al fine di evitare il verificarsi di un meccanismo di tipo 1, si dovranno applicare le condizioni di progetto, espresse dalle relazioni (3. 96) e (3. 97), considerando un valore di $t = 1$.

Pertanto, nel caso di verso del sisma LR, abbiamo:

$$\alpha_{0,LR}^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \alpha_{0,im,LR}^{(1)} - \gamma_{im}^{(1)} \delta_u \quad (3. 98)$$

Sostituendo i rispettivi valori, si ottiene:

$$\alpha_{0,LR}^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \frac{M_{c,1} + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^+ + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^- + M_{c,im,LR}^{(1)}}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k} + \gamma_{im}^{(1)} \delta_u \quad (3. 99)$$

quindi:

$$M_{c,im,LR}^{(1)} \geq \left(\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k \right) \left[\alpha_{0,LR}^{(g)} + (\gamma_{im}^{(1)} - \gamma^{(g)}) \delta_u \right] + M_{c,1} - \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^+ - \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^- \quad (3. 100)$$

Per il verso RL, l'equazione da considerare è la seguente:

$$\alpha_{0,RL}^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \alpha_{0,im,RL}^{(1)} - \gamma_{im}^{(1)} \delta_u \quad (3.101)$$

Sostituendo i valori, si ha:

$$\alpha_{0,RL}^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \frac{M_{c,1} + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^- + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^+ + M_{c,im,RL}^{(1)}}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k} + \quad (3.102)$$

$$-\gamma_{im}^{(1)} \delta_u$$

Pertanto:

$$M_{c,im,RL}^{(1)} \geq \left(\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k \right) \left[\alpha_{0,RL}^{(g)} + (\gamma_{im}^{(1)} - \gamma^{(g)}) \delta_u \right] + \quad (3.103)$$

$$- M_{c,1} - \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^- - \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^+$$

3.3.7.2 Condizioni per scongiurare meccanismi tipo 2 nella teoria generale

Per scongiurare il meccanismo di tipo 2, basterà considerare $t = 2$ nell'imporre le condizioni di progetto.

Per verso di azione sismica LR, l'equazione da considerare è la seguente:

$$\alpha_{0,LR}^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \alpha_{0,im,LR}^{(2)} - \gamma_{im}^{(2)} \delta_u \quad (3.104)$$

Sostituendo i valori, si ottiene:

$$\alpha_{0,LR}^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \frac{M_{c,im,LR}^{(2)} + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^+ + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^-}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k (h_k - h_{i_m-1})} + \quad (3.105)$$

$$- \gamma_{im}^{(2)} \delta_u$$

La condizione di progetto, fornisce quindi:

$$M_{c,im,LR}^{(2)} \geq \left(\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k (h_k - h_{i_m-1}) \right) \left[\alpha_{0,LR}^{(g)} + (\gamma_{im}^{(2)} - \gamma^{(g)}) \delta_u \right] + \quad (3.106)$$

$$- \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^+ - \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^-$$

Per verso di azione RL, in maniera analoga, consideriamo:

$$\alpha_{0,RL}^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \alpha_{0,im,RL}^{(2)} - \gamma_{im}^{(2)} \delta_u \quad (3.107)$$

Sostituendo in essa il valore fornito dalla (3.87), si ottiene:

$$\alpha_{0,RL}^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \frac{M_{c,im} + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^- + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^+}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k (h_k - h_{i_m-1})} + \quad (3.108)$$

$$-\gamma_{im}^{(2)} \delta_u$$

Con semplici passaggi si ottiene quindi:

$$M_{c,im,RL}^{(2)} \geq \left(\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k (h_k - h_{i_m-1}) \right) \left[\alpha_{0,RL}^{(g)} + \left(\gamma_{im}^{(2)} - \gamma^{(g)} \right) \delta_u \right] + \quad (3.109)$$

$$- \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,L}^- - \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} M_{b,jk,R}^+$$

3.3.7.3 Condizioni per scongiurare meccanismi tipo 3 nella teoria generale

Consideriamo $t = 3$. Per quanto esposto al § 2.3.6, il valore di $\alpha_{0,im}^{(3)}$ è unico, nonostante ciò, le condizioni da considerare sono sempre due, poiché a cambiare sono i valori di $\alpha_0^{(g)}$. Consideriamo, quindi, il sisma LR:

$$\alpha_{0,LR}^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \alpha_{0,im}^{(3)} - \gamma_{im}^{(3)} \delta_u \quad (3.110)$$

Sostituendo l'espressione fornita dalla (3.94), nella (3.110), si ottiene:

$$\alpha_{0,LR}^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \frac{2 M_{c,im,LR}^{(3)}}{(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k} - \gamma_{im}^{(3)} \delta_u \quad (3.111)$$

Esplicitando in funzione di $M_{c,im,LR}^{(2)}$, si ottiene:

$$M_{c.im.LR}^{(3)} \geq \left(\frac{(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k}{2} \right) \left[\alpha_{0,LR}^{(g)} + (\gamma_{im}^{(3)} - \gamma^{(g)}) \delta_u \right] \quad (3.112)$$

Per verso di azione RL, in maniera analoga, consideriamo:

$$\alpha_{0,RL}^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \alpha_{0,im}^{(3)} - \gamma_{im}^{(3)} \delta_u \quad (3.113)$$

Sostituendo, anche qui il valore della (3.94), si ottiene:

$$\alpha_{0,RL}^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u \leq \frac{2 M_{c.im.RL}^{(3)}}{(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k} - \gamma_{im}^{(3)} \delta_u \quad (3.114)$$

E quindi:

$$M_{c.im.RL}^{(3)} \geq \left(\frac{(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k}{2} \right) \left[\alpha_{0,RL}^{(g)} + (\gamma_{im}^{(3)} - \gamma^{(g)}) \delta_u \right] \quad (3.115)$$

3.3.8 Algoritmo di progetto nella teoria generale

Per quanto concerne l'algoritmo di calcolo non vi sono differenze rispetto al caso precedente, pertanto si rimanda esattamente a quanto riportato al §3.2.8.

L'unica accortezza da avere sono le equazioni da impiegare che dovranno tener conto del verso dell'azione sismica.

Bibliografia

- [1] F.M. Mazzolani, V. Piluso, "Theory and design of seismic resistant steel frames", E&FN Spon, an imprint of Chapman & Hall, 1996.
- [2] F.M. Mazzolani, V. Piluso, "Plastic Design of Seismic Resistant Steel Frames", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 167-191, 1997.
- [3] Montuori R., Muscati R., "Plastic Design of Seismic Resistant Concrete Frame", Earthquakes and Structures, Vol. 8, No. 1, pp. 205-224, January 2015.
- [4] Montuori R., Muscati R., "A general design procedure for failure mechanism control of reinforced concrete frames", Engineering Structures, Volume 118, Pages 137-155, 1 July 2016.
- [5] Montuori R., Muscati R., "Smart and simple design of seismic resistant reinforced concrete frame", Composite Part B Engineering, Sept. 2016.

4 APPLICAZIONI DELLA TPMC

4.1 Generalità

Nel presente capitolo, si riportano delle applicazioni pratiche relative alla progettazione secondo la procedura TPMC, con riferimento a telai rappresentativi delle due diverse versioni precedentemente esposte.

I risultati delle analisi, come si può vedere nel seguito, confermano che la procedura di progettazione appena descritta è adatta non solo a scongiurare meccanismi pericolosi quali quelli di piano, ma soprattutto a garantire che la struttura esibisca un meccanismo di collasso di tipo globale.

4.2 Telaio simmetrico con momento unico sulla trave

Consideriamo un esempio applicativo relativo alla prima versione del programma ovvero quella per telai simmetrici con momento unico sulla trave.

Il progetto riguarderà il telaio rappresentato in Figura 4.1, soggetto a carichi permanenti $G_k = 19.5 \text{ kN/m}$ e a carichi accidentali $Q_k = 6 \text{ kN/m}$.

Come materiali strutturali si considerano un calcestruzzo di classe C25/30 e un acciaio B450C.

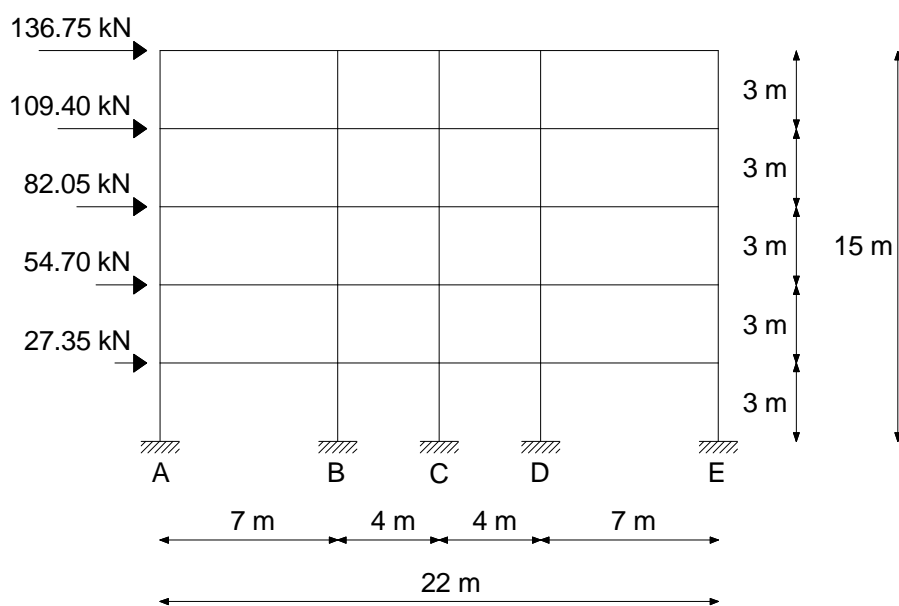


Figura 4.1: Schema strutturale del telaio di progetto

Il periodo fondamentale di vibrazione della struttura è valutato in accordo con quanto definito dall'Eurocodice 8 [1].

$$T = 0.075 H^{3/4} = 0.075 \cdot 15^{3/4} \approx 0.5 \text{ s} \quad (4.1)$$

La distribuzione di forze orizzontali, rappresentata in Figura 4.1 è quella prevista dai codici normativi, che compete ad un fattore di struttura pari 3.9. Si deve tener presente, però, che la TPMC può essere applicata per una qualsiasi distribuzione di forze sismiche.

I risultati del progetto saranno esposti seguendo lo schema dell'algoritmo descritto nel §3.2.8.

a) Scelta dello spostamento di progetto in sommità.

Ai fini della valutazione dello spostamento è stata considerata una rotazione plastica $\theta_u = 0.04 \text{ rad}$, pertanto:

$$\delta_u = 0.04 \cdot h_{ns} = 0.04 \cdot 15 = 0.60 \text{ m} \quad (4.2)$$

b) Progetto della sezione delle travi per resistere ai carichi verticali.

Il carico agente sul telaio, allo stato limite ultimo, è pari a:

$$Q_{SLU} = 1.3 G_k + 1.5 Q_k = 34.79 \text{ kN/m} \quad (4.3)$$

Per il progetto delle travi è stato considerato un valore del momento sollecitante pari a:

$$M_{max} = \frac{Q_{SLU} \cdot L^2}{10} \quad (4.4)$$

Noti i momenti, si esegue il progetto delle travi, assunte uguali per tutti i piani. I valori finali delle sezioni e delle armature sono riportati in Tabella 4.1.

BARRE	$L_{AB} = 7\text{m}$	$L_{BC} = 4\text{m}$	$L_{CD} = 4\text{m}$	$L_{DE} = 7\text{m}$
		30 x 60	30 x 40	30 x 40
Superiori	5 \emptyset 20	4 \emptyset 20	4 \emptyset 20	5 \emptyset 20
Inferiori	5 \emptyset 20	4 \emptyset 20	4 \emptyset 20	5 \emptyset 20

Tabella 4.1: Sezioni ed armature delle travi

Valutiamo il valore del carico in combinazione sismica (con $\Psi_2 = 0.3$).

$$Q_{SIS} = q = G_k + \Psi_2 Q_k = 21.64 \text{ kN/m} \quad (4.5)$$

Vediamo, quindi, se è soddisfatta la verifica sul carico limite §2.2:

- per la campata AB (o allo stesso modo DE) si ha:

$$q_{lim AB(DE)} = \frac{4 M_{b,AB(DE)}}{L_{AB(DE)}^2} = \frac{4 \cdot 333.63}{7^2} = 27.23 \text{ kN/m} \quad (4.6)$$

- per la campata BC (CD) si ha:

$$q_{lim BC(CD)} = \frac{4 M_{b,BC(CD)}}{L_{BC(CD)}^2} = \frac{4 \cdot 168.97}{4^2} = 42.24 \text{ kN/m} \quad (4.7)$$

Confrontando i carichi si vede che effettivamente $q \leq q_{lim}$ in entrambi i casi, per cui si può ritenere valida l'ipotesi secondo cui le cerniere si sviluppano alle estremità delle travi.

c) *Valutazione delle pendenze delle curve di equilibrio dei meccanismi $\gamma_{im}^{(t)}$.*

Mediante le equazioni (3.19), (3.26) e (3.33) è possibile valutare le pendenze delle curve di equilibrio dei meccanismi, i cui valori sono riportati in Tabella 4.2.

PIANO i_m	$\gamma_{i_m}^{(1)}$	$\gamma_{i_m}^{(2)}$	$\gamma_{i_m}^{(3)}$
1	0.0190	0.0031	0.0190
2	0.0089	0.0036	0.0163
3	0.0056	0.0044	0.0143
4	0.0040	0.0061	0.0127
5	0.0031	0.0114	0.0114

Tabella 4.2: Pendenze delle curve di equilibrio dei meccanismi (cm^{-1})

È importante sottolineare che la pendenza della curva, corrispondente al meccanismo globale $\gamma^{(g)} = \gamma_1^{(2)}$ e corrisponde al minimo tra tutti i valori $\gamma_{i_m}^{(t)}$:

$$\gamma^{(g)} = 0.0031 \text{ cm}^{-1} \quad (4.8)$$

d) *Valutazione degli sforzi assiali agenti, al collasso, nelle colonne.*

Si è detto in precedenza che si devono considerare due contributi. Pertanto, si riportano i loro valori, per ogni piano e per ciascuna colonna, in Tabella 4.3.

PIANO i_m	Colonne A e E		Colonne B e D		Colonna C	
	$N_{q,E}$ [kN]	$ N_{M,E} $ [kN]	$N_{q,E}$ [kN]	$ N_{M,E} $ [kN]	$N_{q,E}$ [kN]	$N_{M,E}$ [kN]
1	372.75	476.63	585.75	54.20	426.00	0
2	298.20	381.30	468.60	43.36	340.80	0
3	223.65	285.98	351.45	32.52	255.60	0
4	149.10	190.65	234.30	21.68	170.40	0
5	74.55	95.33	117.15	10.84	85.20	0

Tabella 4.3: Sforzi assiali nelle colonne, al collasso

e) *Valutazione della somma dei momenti plastici richiesta alle colonne del primo piano $M_{c,1}$.*

La somma dei momenti richiesti alle colonne del primo piano è fornita dalla relazione (3.44).

Nel caso in esame tale somma è pari a $M_{c,1} = 2267.9 \text{ kNm}$ ed è stata distribuita sulle singole colonne di piano in funzione del numero di colonne, come espresso dalla relazione (3.46).

f) Progetto delle colonne al primo piano.

Mediante l'uso dei domini di resistenza si procede al calcolo delle colonne del primo piano. In Tabella 4.4 sono riportati, per ciascuna colonna la sezione, le armature e lo sforzo assiale, per entrambi i versi dell'azione sismica.

PIANO	Colonne	$M_{c,i,1}$ [kNm]	$b \times h$	$A_s = A'_s$	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
1°	A	453.58	30x60	6 Φ 24	-103.88	849.38
	B		30x50	7 Φ 20	531.55	639.95
	C		30x50	7 Φ 20	426.00	426.00
	D		30x50	7 Φ 20	531.55	639.95
	E		30x60	6 Φ 24	-103.88	849.38

Tabella 4.4: Valori di progetto delle colonne al primo piano

La somma dei momenti resistenti, ottenuta dal progetto delle colonne al primo piano, è pari a $M_{c,Rd,1} = 2723.1 \text{ kNm}$, che è chiaramente maggiore del valore richiesto. A questo punto conosciamo anche il moltiplicatore delle forze sismiche orizzontali in corrispondenza dello spostamento ultimo di progetto $\alpha_0^{(g)} = 2.8511$.

g) Valutazione delle somme dei momenti richieste alle colonne dei piani superiori $M_{c,im}^{(t)}$.

Al fine di evitare lo sviluppo di meccanismi indesiderati, si ricavano mediante le relazioni (3.37), (3.40) e (3.43) i valori di tali sommatorie.

PIANO i_m	$M_{c,im}^{(1)}$ [kNm]	$M_{c,im}^{(2)}$ [kNm]	$M_{c,im}^{(3)}$ [kNm]
1	<u>2723.10</u>	-	2723.10
2	<u>2823.01</u>	1338.82	2080.92
3	<u>3275.30</u>	171.49	1723.39
4	<u>3076.76</u>	-561.95	1257.40
5	<u>2010.44</u>	-644.57	682.93

Tabella 4.5: Somma dei momenti plastici richiesti alle colonne di tutti i piani, al fine di scongiurare meccanismi indesiderati

Di tutti i valori calcolati, quelli che determinano la progettazione sono i valori massimi di $M_{c,im}$, evidenziati mediante sottolineatura in Tabella 4.5. Si può facilmente vedere come, nel caso in esame, la necessità di evitare il meccanismo tipo 1 governa il progetto delle colonne.

h) Progetto delle colonne ad ogni piano.

In Tabella 4.6 si riportano la somma dei momenti richiesti alle colonne di piano, la sezione, i quantitativi di armatura e gli sforzi assiali per entrambi i versi sismici.

PIANO	Colonne	$M_{c,im}$ [kNm]	$b \times h$	$A_s = A'_s$	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
2°	A	564.60	30x60	5 Φ 28	- 83.10	679.50
	B		30x60	7 Φ 20	425.24	511.96
	C		30x60	7 Φ 20	340.80	340.80
	D		30x60	7 Φ 20	425.24	511.96
	E		30x60	5 Φ 28	- 83.10	679.50
3°	A	655.06	30x60	4 Φ 32	- 62.33	509.63
	B		30x60	6 Φ 24	318.93	383.97
	C		30x60	5 Φ 28	255.60	255.60
	D		30x60	6 Φ 24	318.93	383.97
	E		30x60	4 Φ 32	- 62.33	509.63

4°	A	615.35	30x60	5 Φ 28	- 41.55	339.75
	B		30x60	6 Φ 24	212.62	255.98
	C		30x60	6 Φ 24	170.40	170.40
	D		30x60	6 Φ 24	212.62	255.98
	E		30x60	5 Φ 28	- 41.55	339.75
5°	A	402.08	30x50	6 Φ 24	- 20.78	169.88
	B		30x50	7 Φ 20	106.31	127.99
	C		30x50	5 Φ 24	85.20	85.20
	D		30x50	7 Φ 20	106.31	127.99
	E		30x50	6 Φ 24	- 20.78	169.88

Tabella 4.6: Valori di progetto delle colonne ai piani superiori

i) Controllo della condizione tecnologica.

Osservando le sezioni riportate in Tabella 4.4 e Tabella 4.6 si può vedere come alcune colonne, al primo piano, risultino più piccole delle corrispondenti al secondo piano. Tale situazione comporta un mancato rispetto della condizione tecnologica che, se riscontrata al primo piano, implica la necessità di aggiornare il valore di $M_{c,Rd,1}$, riportandoci al punto *f)* dell'algoritmo di progetto. Ripetendo il procedimento già descritto, si determinano le nuove somme dei momenti richiesti alle colonne di ciascun piano.

Se, invece, la condizione tecnologica coinvolge i piani superiori basterà ritornare al punto *h)*. Si riprogettano, quindi, le colonne del primo piano.

PIANO i_m	$M_{c,im}^{(1)}$ [kNm]	$M_{c,im}^{(2)}$ [kNm]	$M_{c,im}^{(3)}$ [kNm]
1	<u>2814.25</u>	-	2814.25
2	<u>2779.92</u>	1405.11	2092.52
3	<u>3252.10</u>	214.58	1733.34
4	<u>3068.47</u>	-538.75	1264.86
5	<u>2010.44</u>	-636.28	687.08

Tabella 4.7: Somma dei momenti plastici richiesti alle colonne di ciascun piano

Risolte le condizioni tecnologiche si ottengono i valori finali delle colonne.

PIANO	Colonne	$M_{c,im}$ [kNm]	$b \times h$	$A_s = A'_s$	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
1°	A	453.58	30x60	6 Φ 24	-103.88	849.38
	B		30x60	4 Φ 24	531.55	639.95
	C		30x60	4 Φ 24	426.00	426.00
	D		30x60	4 Φ 24	531.55	639.95
	E		30x60	6 Φ 24	-103.88	849.38
2°	A	555.98	30x60	4 Φ 32	- 83.10	679.50
	B		30x60	5 Φ 24	425.24	511.96
	C		30x60	5 Φ 24	340.80	340.80
	D		30x60	5 Φ 24	425.24	511.96
	E		30x60	4 Φ 32	- 83.10	679.50
3°	A	650.42	30x60	4 Φ 32	- 62.33	509.63
	B		30x60	6 Φ 24	318.93	383.97
	C		30x60	4 Φ 32	255.60	255.60
	D		30x60	6 Φ 24	318.93	383.97
	E		30x60	4 Φ 32	- 62.33	509.63
4°	A	613.69	30x60	4 Φ 32	- 41.55	339.75
	B		30x60	6 Φ 24	212.62	255.98
	C		30x60	6 Φ 24	170.40	170.40
	D		30x60	6 Φ 24	212.62	255.98
	E		30x60	4 Φ 32	- 41.55	339.75
5°	A	402.08	30x50	6 Φ 24	- 20.78	169.88
	B		30x50	5 Φ 24	106.31	127.99
	C		30x50	5 Φ 24	85.20	85.20
	D		30x50	5 Φ 24	106.31	127.99
	E		30x50	6 Φ 24	- 20.78	169.88

Tabella 4.8: Valori finali di progetto delle colonne

Non resta che controllare la verifica sugli spostamenti. Considerando il limite previsto per edifici che hanno elementi non strutturali costituiti da materiale fragile, solidali con la struttura, si deve verificare che:

$$d_r v \leq 0.005 h \quad (4.9)$$

Si riportano i risultati in Tabella 4.9.

PIANO	d_s [mm]	d_r [mm]	ν	$d_r \nu$	0.005 h
1°	6.5411	0.8634	0.5	0.4317	1.5
2°	5.6776	1.2583		0.6291	1.5
3°	4.4193	1.6137		0.8068	1.5
4°	2.8055	1.7236		0.8618	1.5
5°	1.0818	1.0818		0.5409	1.5

Tabella 4.9: Verifica degli spostamenti

In caso di mancato soddisfacimento della verifica sugli spostamenti si dovrà procedere ad incrementare la rigidità della struttura, aumentando le sezioni delle travi o lo spostamento ultimo di progetto. Entrambe queste soluzioni portano alla progettazione di una struttura più rigida della precedente.

4.2.1 Validazione della procedura di progetto

Nel caso in esame, per la validazione, è stata considerata un'analisi statica non lineare eseguita con il programma di calcolo strutturale agli elementi finiti SAP2000 [2].

L'analisi di push-over ha fornito la curva forza-spostamento che è stata diagrammata in Figura 4.2 insieme alla curva di equilibrio del meccanismo, la cui equazione è:

$$\alpha = 2.8165 - 0.003029 \delta \quad (4.10)$$

La perfetta corrispondenza di tale retta con il ramo decrescente della curva di capacità, conferma l'accuratezza della procedura di progetto proposta.

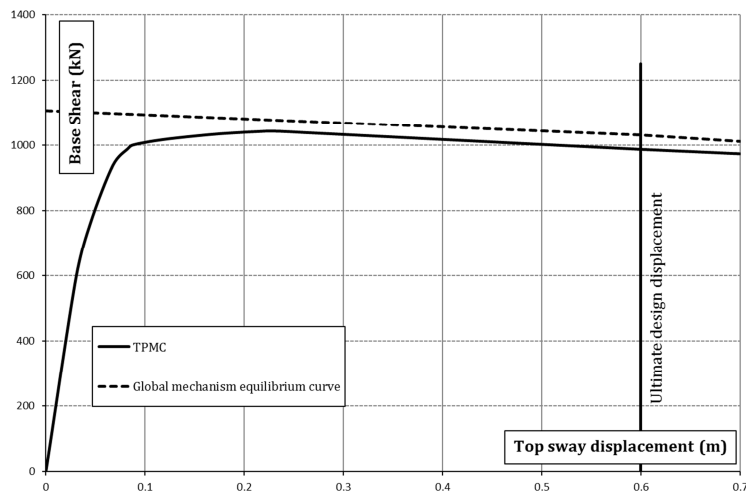


Figura 4.2: Curve di push-over per telaio progettato con TPMC

Altra importante conferma dell'efficacia del metodo TPMC è data dalla tipologia di meccanismo esibita dal telaio progettato, al collasso. Si può vedere, infatti, come per uno spostamento pari a quello ultimo, il telaio esibisca un meccanismo globale.

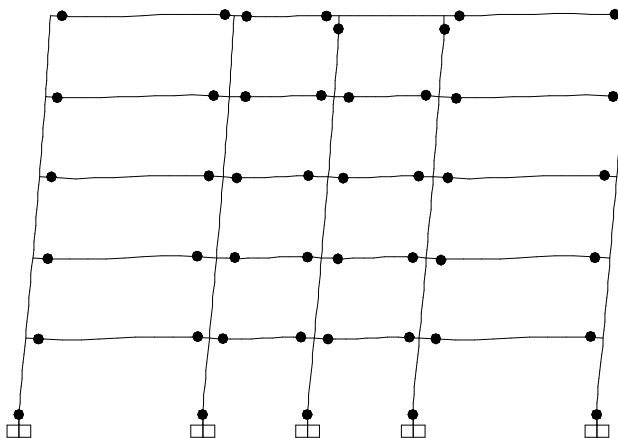


Figura 4.3: Configurazione delle cerniere plastiche per $\delta = \delta_u$

4.3 Telaio generico con momenti differenti sulle travi

Consideriamo, adesso, il progetto del telaio di quattro campate, cinque piani tutti di altezza 3m. Si tratta di un telaio caratterizzato dall'assenza di qualsiasi simmetria sia geometrica che meccanica, pertanto, per la sua risoluzione sono state usate le relazioni generiche della metodologia.

Sul telaio si considerano applicati i carichi verticali permanenti (G_k) e accidentali (Q_k) pari a 19.5kN/m e 12kN/m rispettivamente; si considera, inoltre, la distribuzione di forze orizzontali riportata in Figura 4.4.

I materiali strutturali sono gli stessi dell'esempio precedente.

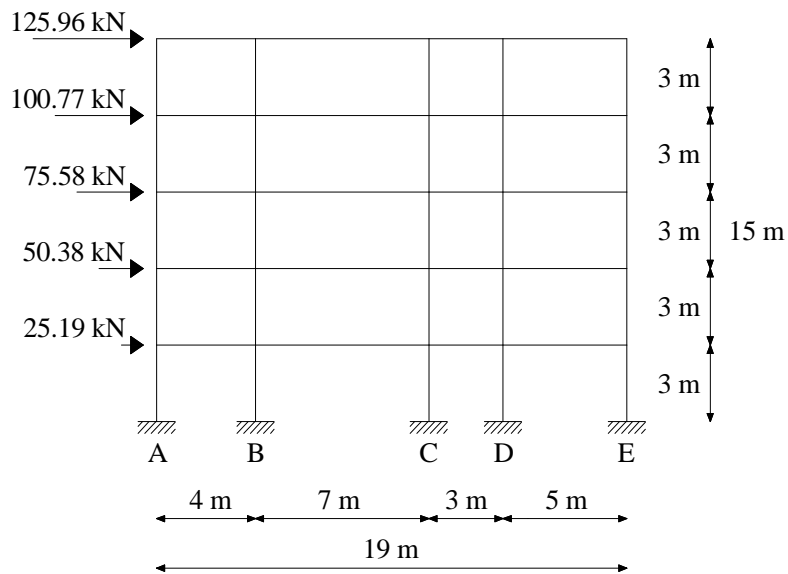


Figura 4.4: Schema strutturale del telaio di progetto

Il periodo fondamentale di vibrazione, definito dall'Eurocodice 8, vale:

$$T = 0.075 H^{3/4} = 0.075 \cdot 15^{3/4} \approx 0.5 \text{ s} \quad (4.11)$$

Un'ulteriore differenza, rispetto al caso precedente, è che il telaio in oggetto è stato progettato considerando un valore diverso della rotazione plastica. La prima operazione consiste nella valutazione dello spostamento ultimo di progetto, calcolato per un valore di $\theta_u = 0.01 \text{ rad}$, pertanto:

$$\delta_u = 0.01 \cdot h_{ns} = 0.01 \cdot 15 = 0.15 \text{ m} \quad (4.12)$$

I valori derivanti dal progetto delle travi, dimensionate per un carico:

$$Q_{SLU} = 1.3 G_k + 1.5 Q_k = 43.35 \text{ kN/m} \quad (4.13)$$

sono riportati in Tabella 4.10.

SEZIONE	L _{AB} = 4m		L _{BC} = 7m		L _{CD} = 3m		L _{DE} = 5m	
	e = L	e = R	e = L	e = R	e = L	e = R	e = L	e = R
Superiore	3 Ø 20	3 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	4 Ø 20	4 Ø 20	4 Ø 20
Inferiore	3 Ø 20	4 Ø 20	6 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	5 Ø 20	4 Ø 20

Tabella 4.10: Sezioni delle travi per i due estremi (L = left and R = right)

Gli sforzi assiali nelle colonne devono essere valutati, in questo caso, con riferimento alla Figura 4.5.

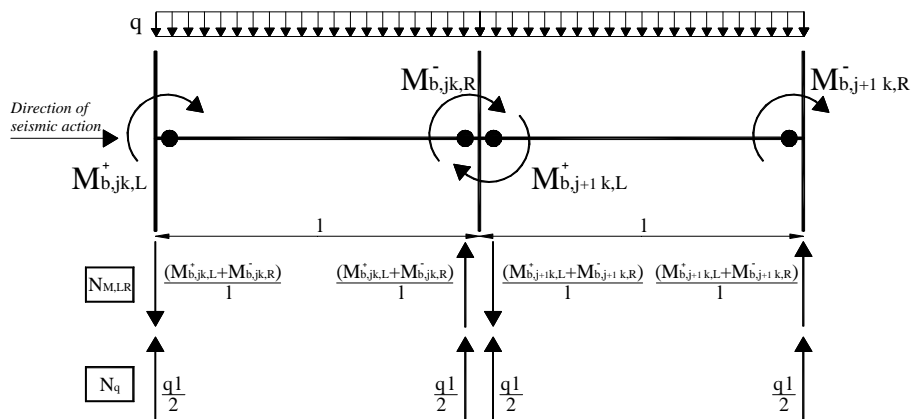


Figura 4.5: Sforzi normali trasmessi dalle travi al collasso

I contributi da considerare sono due. La prima aliquota, relativa ai carichi verticali, è riportata in Tabella 4.11 per ciascuna colonna; chiaramente questa è indipendente dal verso dell'azione sismica.

Piano	Colonna A	Colonna B	Colonna C	Colonna D	Colonna E
i_m	N_q (kN)	N_q (kN)	N_q (kN)	N_q (kN)	N_q (kN)
1	231.00	635.25	577.50	462.00	288.75
2	184.80	508.20	462.00	369.60	231.00
3	138.60	381.15	346.50	277.20	173.25
4	92.40	254.10	231.00	184.80	115.50
5	46.20	127.05	115.50	92.40	57.75

Tabella 4.11: Sforzo assiale nelle colonne dovuto ai carichi verticali

La seconda componente, invece, legata agli sforzi di taglio trasmessi dalle travi in condizioni di collasso, variano in funzione della direzione del sisma e dipendono dai momenti resistenti sulle travi (assunti diversi in questo caso).

Piano	Colonna A		Colonna B		Colonna C		Colonna D		Colonna E	
	$N_{M,LR}$ (kN)	$N_{M,RL}$ (kN)	$N_{M,LR}$ (kN)	$N_{M,RL}$ (kN)	$N_{M,LR}$ (kN)	$N_{M,RL}$ (kN)	$N_{M,LR}$ (kN)	$N_{M,RL}$ (kN)	$N_{M,LR}$ (kN)	$N_{M,RL}$ (kN)
1	-318.16	369.95	-205.66	144.50	-109.12	132.28	-107.41	77.45	740.35	-724.18
2	-254.52	295.96	-164.53	123.15	-87.30	87.24	-85.93	69.77	592.28	-576.11
3	-190.89	221.97	-123.39	92.36	-65.47	65.43	-64.45	52.32	444.21	-432.09
4	-127.26	147.98	-82.26	61.58	-43.65	43.62	-42.97	34.88	296.14	-288.06
5	-63.63	73.99	-41.13	30.79	-21.82	21.81	-21.48	17.44	148.07	-144.03

Tabella 4.12: Sforzi assiali dovuti alle azioni di taglio trasmesse dalle travi

Risolte le condizioni tecnologiche si arrivano a determinare le sezioni finali delle colonne e le relative armature.

PIANO	Colonna	$M_{c,im,LR}$ [kNm]	$M_{c,im,RL}$ [kNm]	b x h	$A_s = A'_s$	N_{LR} [kN]	N_{RL} [kN]
1°	A	364.71	367.94	30x70	7 Φ 20	-87.16	600.95
	B			30x60	7 Φ 16	429.59	779.75
	C			30x60	6 Φ 16	468.38	709.78
	D			30x60	7 Φ 16	354.59	539.45
	E			30x60	6 Φ 16	1029.10	-435.44
2°	A	527.32	537.32	30x70	6 Φ 24	-69.72	480.76
	B			30x60	7 Φ 20	343.67	631.35
	C			30x60	7 Φ 20	374.70	549.24
	D			30x60	7 Φ 20	283.67	439.37
	E			30x60	7 Φ 20	823.28	-345.11
3°	A	643.20	652.20	30x70	5 Φ 28	-52.29	360.57
	B			30x60	5 Φ 28	257.76	473.51
	C			30x60	6 Φ 24	281.03	411.93
	D			30x60	5 Φ 28	212.75	329.52
	E			30x60	6 Φ 24	617.46	-258.84
4°	A	623.07	630.25	30x60	4 Φ 32	-34.86	240.38
	B			30x60	5 Φ 28	171.84	315.68
	C			30x60	6 Φ 24	187.35	274.62
	D			30x60	5 Φ 28	141.83	219.68
	E			30x60	6 Φ 24	411.64	-172.56
5°	A	421.59	425.86	30x50	6 Φ 24	-17.43	120.19
	B			30x50	6 Φ 24	85.92	157.84
	C			30x50	6 Φ 24	93.68	137.31
	D			30x50	6 Φ 24	70.92	109.84
	E			30x50	6 Φ 24	205.82	-86.28

Tabella 4.13: Valori di progetto delle colonne ad ogni piano per entrambi i versi del sisma

4.3.1 Validazione della procedura TPMC

I risultati dell'analisi di push-over sono espressi dai diagrammi forza-spostamento riportati in Figura 4.6.

Si può osservare dal grafico come, in questo caso, si abbiano due curve di capacità distinte per i due versi dell'azione sismica e ciò deve essere imputato alla variazione degli sforzi assiali nelle colonne per sisma LR e

sisma RL, di conseguenza, anche i corrispondenti momenti plastici saranno diversi.

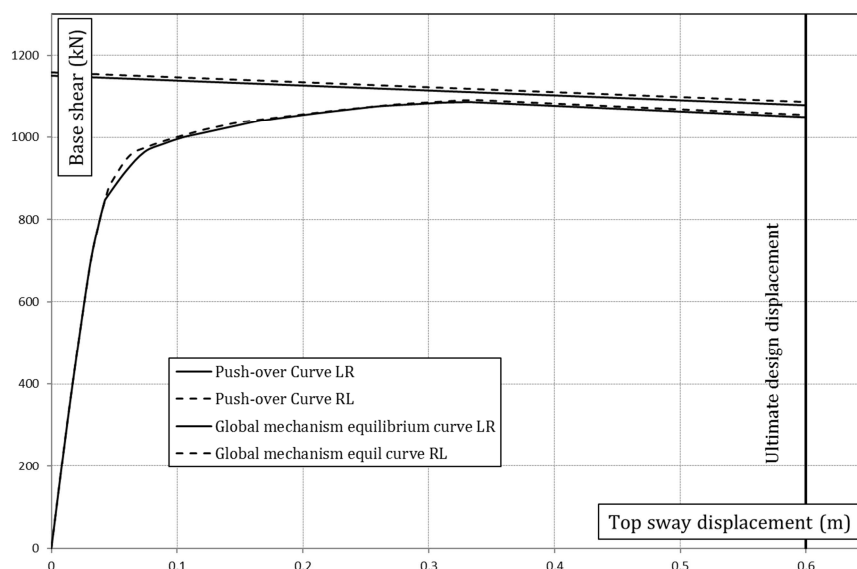


Figura 4.6: Curve di push-over per sisma LR ed RL

Nonostante le due curve si discostino di poco, bisogna sempre tener conto di entrambe quando si verifica un telaio non simmetrico meccanicamente. Così come le curve di push-over, ci sono due differenti valori anche delle rette di equilibrio del meccanismo di collasso, le cui equazioni sono espresse dalla (4.14) e (4.15).

$$\alpha_{LR}^{(g)} = 3.0468 - 0.003167 \delta \quad (4.14)$$

$$\alpha_{RL}^{(g)} = 3.0648 - 0.003167 \delta \quad (4.15)$$

Il perfetto parallelismo tra la curva di equilibrio relativa al meccanismo di collasso globale ed il ramo decrescente della curva di capacità, per entrambi i versi delle azioni sismiche, dimostra ancora una volta la validità

della procedura, capace di garantire lo sviluppo di un meccanismo di collasso globale.

Ciò è dimostrato, inoltre, dalla distribuzione delle cerniere plastiche che si attivano in condizioni di $\delta = \delta_u$.

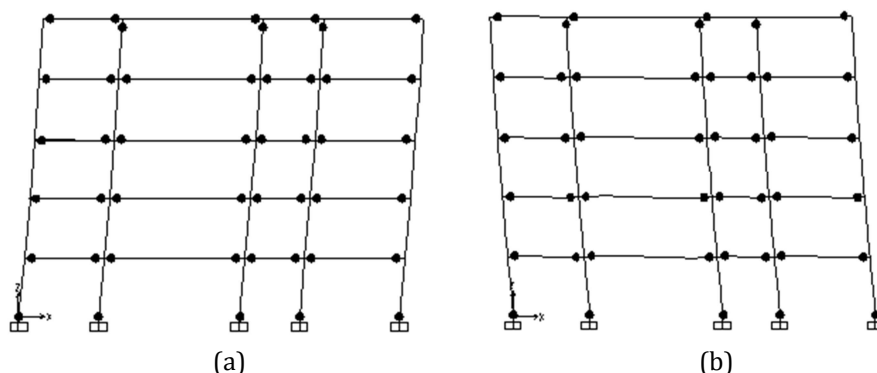


Figura 4.7 (a), (b): Sviluppo delle cerniere plastiche in corrispondenza di $\delta = \delta_u$, per verso LR ed RL dell'azione sismica.

Per un'indagine completa del comportamento inelastico della struttura in esame, si riportano i risultati dell'analisi dinamica incrementale per la quale sono stati considerati i seguenti 7 record sismici [3].

Earthquake (record)	Component	Date	PGA/g	Length [sec]	Step recording
Kobe (Kakogawa)	KAK000	1995/01/16	0.251	40.95	0.01
Northridge (Stone Canyon)	SCR000	1994/01/17	0.252	39.99	0.01
Palm Springs (Soboba)	H08000	1986/07/08	0.250	26.00	0.005
Santa Barbara (Courthouse)	SBA132	1978/08/13	0.102	12.57	0.01
Spitak Armenia (Gukasian)	GUK000	1988/07/12	0.199	19.89	0.01
Duzce, Turkey (Lamont)	375-N	1999/11/12	0.97	41.50	0.01
Victoria Mexico (Chihuahua)	CHI102	1980/06/09	0.150	26.91	0.01

Tabella 4.14: Caratteristiche degli accelerogrammi

Ogni registrazione è stata opportunamente scalata così da ottenere lo stesso valore dell'accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura ($T_1 = 0.5 \text{ sec}$).

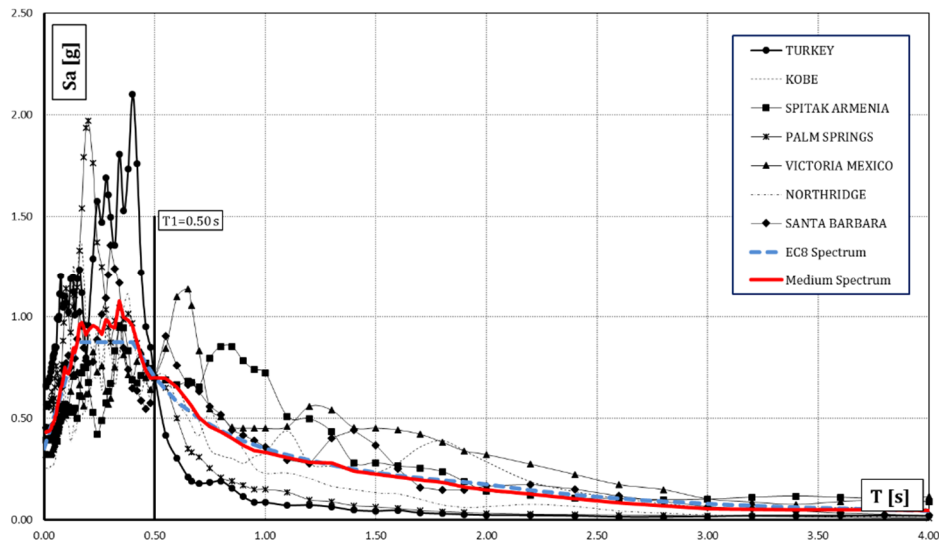


Figura 4.8: Spettri di risposta scalati allo stesso valore di S_a per $T_1 = 0.5$

Infine, si diagramma il valore del MIDR in funzione dell'accelerazione.

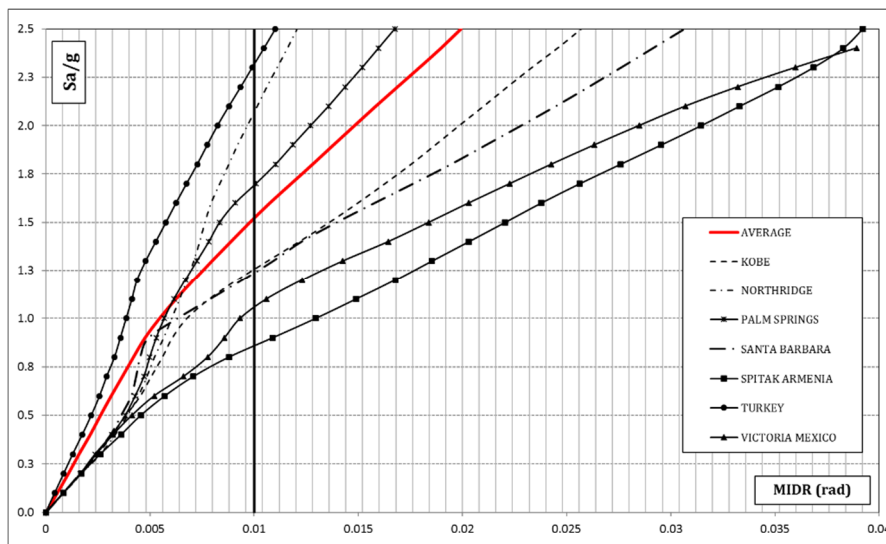


Figura 4.9: Maximum interstorey drift ratio versus $S_a(T_1)$

I valori delle accelerazioni spettrali, al raggiungimento della rotazione plastica della cerniera di 0.01 rad , riportati in Tabella 4.15, mostrano ancora una buona prestazione della struttura, inoltre, in APPENDICE A è possibile osservare le distribuzioni delle cerniere, per ogni terremoto, in corrispondenza del valore di $S_a(T_1)/g$ che segna la condizione di collasso.

Earthquake (record)	S_a/g	PGA/g
Kobe (Kakogawa)	1.25	0.71
Northridge (Stone Canyon)	2.09	0.74
Palm Springs (Soboba)	1.70	1.44
Santa Barbara (Courthouse)	1.23	0.61
Spitak Armenia (Gukasian)	0.85	0.48
Duzce, Turkey (Lamont)	2.30	0.54
Victoria Mexico (Chihuahua)	1.05	0.39
Mean value	1.50	0.70

Tabella 4.15: Valori di $S_a(T_1)$ e PGA al collasso

Come ulteriore prova dell'efficacia della metodologia e con il preciso intento di mostrare i risultati della TPMC per diverse ipotesi di calcolo, consideriamo la progettazione sismica di un telaio quattro campate, dieci piani (Figura 4.10), caratterizzato dalla stessa geometria trasversale e medesimi carichi del telaio sopra descritto.

Questa volta, quindi, il periodo di vibrazione della struttura vale:

$$T = 0.075 H^{3/4} = 0.075 \cdot 30^{3/4} \approx 0.96 \text{ s} \quad (4.16)$$

Si vuole considerare, inoltre, per il calcolo dello spostamento in sommità, un valore della rotazione $\theta_u = 0.02 \text{ rad}$. Dal progetto per carichi verticali si ottengono le seguenti sezioni per le travi, considerate uguali a tutti i piani.

SEZIONE	L _{AB} = 4m		L _{BC} = 7m		L _{CD} = 3m		L _{DE} = 5m	
	e = L	e = R	e = L	e = R	e = L	e = R	e = L	e = R
Superiore	3 \emptyset 20	4 \emptyset 20	5 \emptyset 20	4 \emptyset 20	5 \emptyset 20	5 \emptyset 20	5 \emptyset 20	4 \emptyset 20
Inferiore	4 \emptyset 20	4 \emptyset 20	5 \emptyset 20	5 \emptyset 20	6 \emptyset 20	5 \emptyset 20	5 \emptyset 20	5 \emptyset 20

Tabella 4.16: Sezioni delle travi per i due estremi (L = left and R = right)

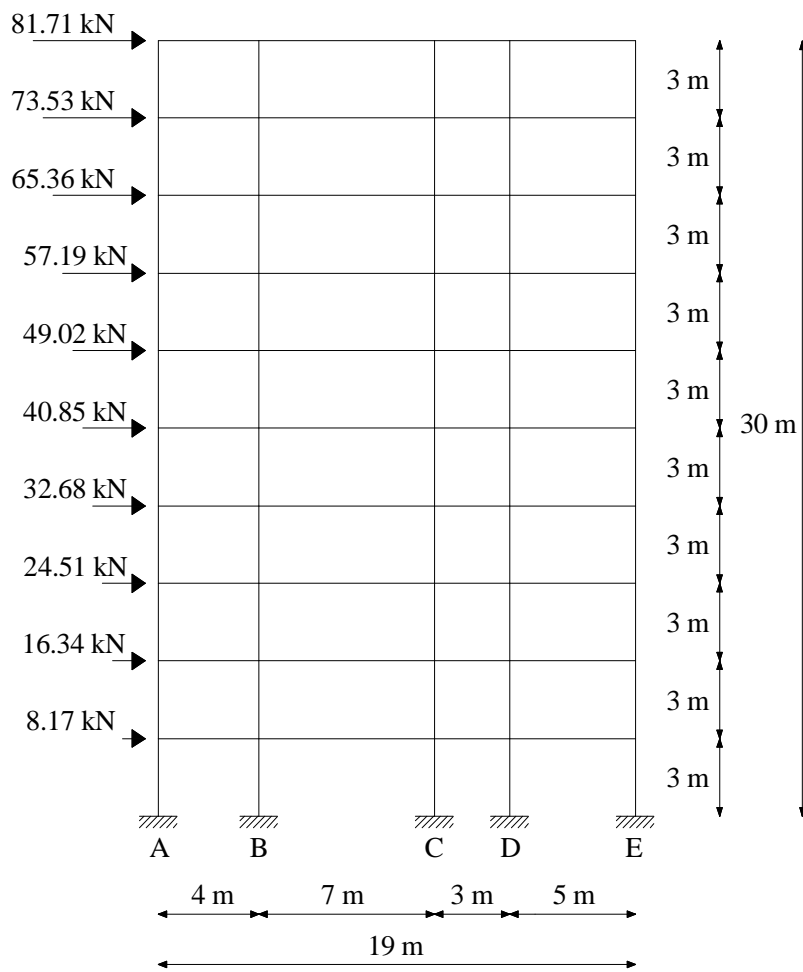


Figura 4.10 : Telaio quattro campate, dieci piani

Risolte le condizioni tecnologiche i risultati finali delle colonne del telaio sono tabellati di seguito.

PIANO	Colonna	$M_{c,im,LR}$ [kNm]	$M_{c,im,RL}$ [kNm]	b x h	$A_s = A'_s$	N_{LR} [kN]	N_{RL} [kN]
1°	A	552.39	558.06	30x80	6 Φ 24	-382.23	1202.65
	B			30x90	7 Φ 16	1256.10	1482.73
	C			30x90	7 Φ 16	470.67	1607.19
	D			30x90	7 Φ 16	1486.16	607.09
	E			30x70	7 Φ 16	1558.30	-510.66
2°	A	594.33	602.28	30x80	6 Φ 24	-344.01	1082.38
	B			30x80	5 Φ 20	1130.49	1334.46
	C			30x90	7 Φ 16	432.60	1446.47
	D			30x80	6 Φ 16	1337.54	546.38
	E			30x70	5 Φ 20	1402.47	-459.60
3°	A	758.95	770.53	30x80	4 Φ 32	-305.78	962.12
	B			30x70	6 Φ 24	1004.88	1186.18
	C			30x90	6 Φ 20	376.53	1285.75
	D			30x70	7 Φ 20	1188.93	485.67
	E			30x70	7 Φ 20	1246.64	-408.53
4°	A	890.72	905.30	30x80	5 Φ 32	-267.56	841.85
	B			30x70	4 Φ 32	879.27	1037.91
	C			30x80	6 Φ 24	329.47	1125.04
	D			30x70	6 Φ 24	1040.31	424.97
	E			30x70	5 Φ 28	1090.81	-357.46
5°	A	978.70	995.42	30x80	5 Φ 32	-229.34	721.59
	B			30x70	5 Φ 32	753.66	889.64
	C			30x70	5 Φ 32	282.40	964.32
	D			30x70	4 Φ 32	891.70	364.26
	E			30x70	4 Φ 32	934.98	-306.40
6°	A	1011.93	1029.74	30x80	5 Φ 32	-191.11	601.32
	B			30x70	5 Φ 32	628.05	741.36
	C			30x70	5 Φ 32	235.33	803.60
	D			30x70	5 Φ 32	743.08	303.55
	E			30x70	5 Φ 32	779.15	-255.33
7°	A	979.46	997.10	30x80	5 Φ 32	-152.89	481.06
	B			30x70	5 Φ 32	502.44	593.09
	C			30x70	5 Φ 32	188.27	642.88
	D			30x70	5 Φ 32	594.46	242.84
	E			30x70	5 Φ 32	623.32	-204.26
8°	A	870.35	886.33	30x70	5 Φ 32	-114.67	360.79
	B			30x70	5 Φ 32	376.83	444.82
	C			30x70	5 Φ 32	141.20	482.16
	D			30x70	5 Φ 32	445.85	182.13
	E			30x70	4 Φ 32	467.49	-153.20

9°	A	673.64	686.27	30x70	5 Φ 28	-76.45	240.53
	B			30x60	4 Φ 32	251.22	296.55
	C			30x60	5 Φ 28	94.13	321.44
	D			30x60	5 Φ 28	297.23	121.42
	E			30x60	5 Φ 28	311.66	-102.13
10°	A	378.40	385.77	30x50	6 Φ 24	-38.22	120.26
	B			30x50	7 Φ 20	125.61	148.27
	C			30x50	7 Φ 20	47.07	160.72
	D			30x50	7 Φ 20	148.62	60.71
	E			30x50	7 Φ 20	155.83	-51.07

Tabella 4.17: Valori di progetto delle colonne a ciascun piano

Si riportano in Figura 4.11 i risultati delle analisi di push-over. Sullo stesso grafico sono rappresentate anche le curve di equilibrio linearizzate del meccanismo di collasso globale, le cui equazioni sono:

$$\alpha_{LR}^{(g)} = 2.3868 - 0.002558 \delta \quad (4.17)$$

$$\alpha_{RL}^{(g)} = 2.4299 - 0.002558 \delta \quad (4.18)$$

per sisma LR e RL, rispettivamente.

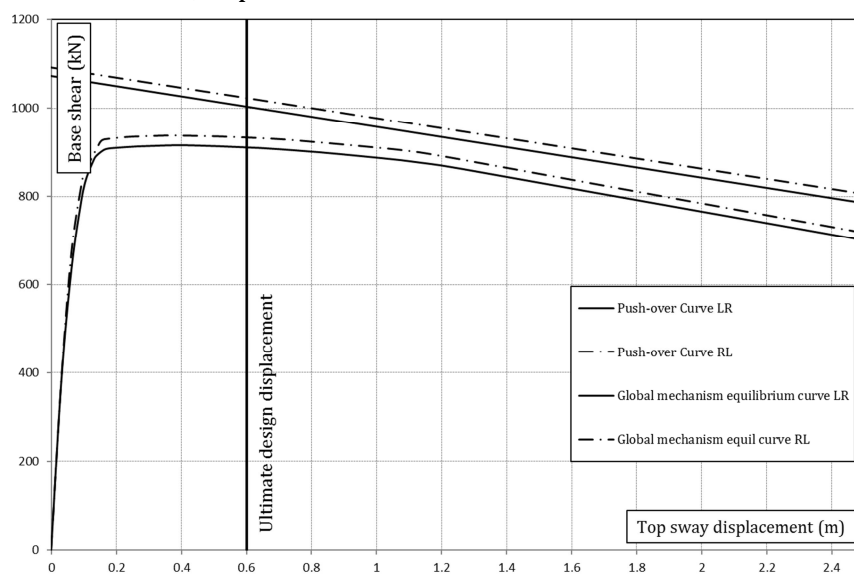


Figura 4.11: Sovrapposizione della curva di push-over con la curva di equilibrio del meccanismo di collasso

Chiaramente, il teorema del limite superiore del collasso plastico è basato sull'ipotesi di comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè il comportamento elastico è completamente trascurato.

Infatti, la prima parte della curva di capacità non coincide con la curva teorica del meccanismo di equilibrio relativa agli effetti elastici. Solo quando il meccanismo di collasso è completamente sviluppato, si ottiene il ramo finale della curva di push-over, tale tratto rappresenta proprio la curva di equilibrio del meccanismo di collasso.

Per poter osservare meglio questo aspetto, le curve di push-over relative al telaio di dieci piani sono state valutate con riferimento ad un valore del modulo elastico di Young pari a 10 volte quello reale.

Dalla Figura 4.11 è evidente che il comportamento elastico si concentra nei primi 12cm di spostamento in sommità, dopo tale valore, la curva di capacità è praticamente coincidente con la curva di equilibrio del meccanismo globale.

In condizioni limite, se valutassimo la curva di capacità considerando un modulo elastico infinito ($E \rightarrow \infty$), la push-over tenderebbe ad una curva bilineare costituita dall'asse verticale e dalla curva di equilibrio del meccanismo.

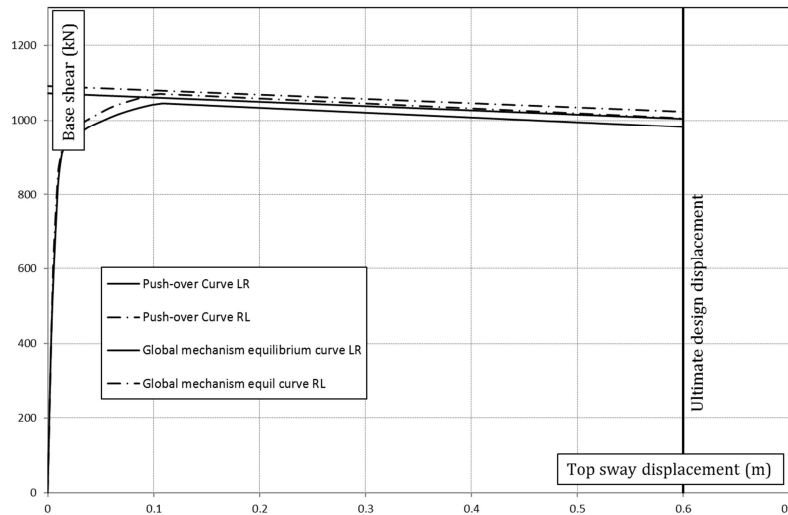


Figura 4.12: Sovrapposizione della curva di push-over con la curva di equilibrio del meccanismo di collasso, per modulo di Young pari a 10 volte il valore reale

Anche lo sviluppo delle cerniere plastiche risulta perfettamente coincidente con un meccanismo globale, come mostra la Figura 4.13.

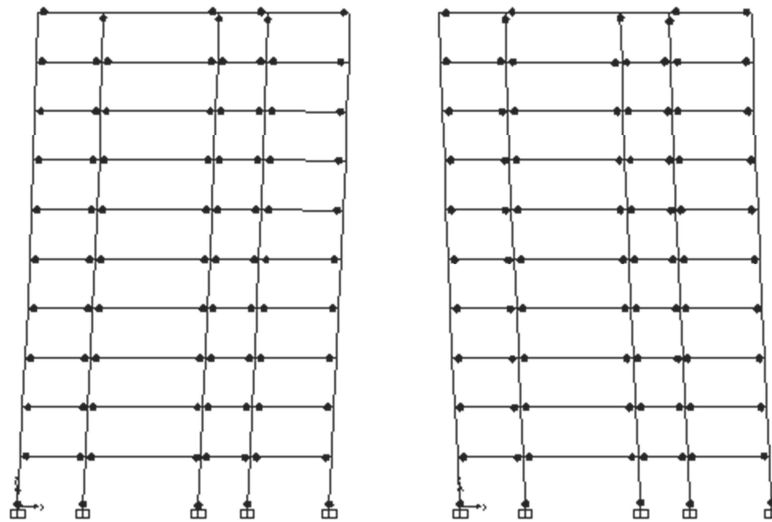


Figura 4.13: Sviluppo delle cerniere plastiche in corrispondenza di $\delta = \delta_u$, per verso LR ed RL dell'azione sismica.

4.3.2 Analisi dei rapporti di sovra resistenza nei nodi

Con riferimento a questi ultimi due casi, risulta interessante aprire una riflessione sui valori dei rapporti di sovra-resistenza delle colonne rispetto alle travi, ovvero sui rapporti SCWB (Strong Column/Weak Beam).

In diversi codici normativi è possibile trovare dei valori raccomandati di tali rapporti. Le ACI 318 M-11 [4], ad esempio, affermano che in corrispondenza del nodo, la somma dei momenti delle colonne deve essere più grande della somma dei momenti flettenti delle travi, convergenti nel medesimo nodo, di un fattore pari a 1,2; mentre l'EC8 [1] richiede un valore di tale rapporto SCWB pari a 1,3.

Anche Paulay e Priestley [5] concordano sul fatto che il fattore di sovra resistenza non debba essere mai inferiore a $6/5$, poiché tale valore dovrebbe essere sufficiente a scongiurare un meccanismo fragile di tipo "soft-storey" ma suggeriscono comunque di adottare un SCWB pari almeno a 1,5.

Nonostante il rispetto di tali raccomandazioni, però, non si riesce ad assicurare un collasso per meccanismo globale, motivo per il quale è possibile trovare differenti soluzioni progettuali in letteratura [6-8].

A tal proposito si riportano di seguito i rapporti SCWB, per entrambi i versi dell'azione sismica, nel caso del telaio di 5 e di 10 piani.

8.93	2.35	1.82	2.11	3.57	8.52	2.39	1.87	2.22	3.40
11.22	2.82	2.08	2.51	4.17	10.41	2.88	2.16	2.69	3.91
11.12	2.53	1.98	2.24	4.03	9.91	2.60	2.08	2.47	3.74
9.30	1.90	1.70	1.55	3.02	7.42	1.98	1.84	1.76	2.71
///	///	///	///	///	///	///	///	///	///
A	B	C	D	E	A	B	C	D	E

Figura 4.14: Rapporti SCWB del telaio a 5 piani, per sisma LR ed RL

Quello che si può concludere è che tali valori sono sicuramente maggiori di 1,2 in ogni nodo, ma soprattutto più grandi di 1,3 che è il limite raccomandato dai criteri di gerarchia con cui la norma impone di progettare.

Osservando la Figura 4.14 e Figura 4.15 si riconosce subito una grande variabilità di questi valori, pertanto, è evidente che la condizione, imposta dalla normativa, che richiede un unico valore del rapporto SCWB per tutti i nodi della struttura, non risulta sufficiente ad assicurare lo sviluppo di un meccanismo globale ma solo a prevenire un meccanismo fragile.











7.16	2.29	1.96	2.36	5.25	7.09	2.20	2.11	2.36	5.14
10.19	3.71	3.18	3.38	7.67	10.07	3.54	3.46	3.38	7.47
12.33	4.52	3.89	4.30	9.72	12.15	4.28	4.28	4.29	9.46
13.06	4.64	3.95	4.91	10.93	12.81	4.35	4.40	4.91	10.64
12.90	4.74	4.00	4.60	10.25	12.59	4.41	4.49	4.60	9.95
12.73	4.42	3.67	4.01	9.35	12.36	4.08	4.26	4.01	9.06
11.18	3.84	3.08	3.55	8.31	10.76	3.49	3.83	3.55	8.06
8.77	3.31	2.57	3.04	6.66	8.29	2.90	3.43	3.04	6.46
10.27	3.17	2.35	2.58	3.53	9.64	2.64	3.20	2.58	3.64
 A	 B	 C	 D	 E	 A	 B	 C	 D	 E

Figura 4.15: Rapporti SCWB del telaio a 10 piani, per sisma LR ed RL

4.4 Ipotesi di calcolo

Si riportano rapidamente di seguito le ipotesi adottate per la progettazione e modellazione delle strutture.

4.4.1 Resistenze di calcolo e legami costitutivi

Per la determinazione della resistenza ultima della sezione trasversale sono state assunte le seguenti ipotesi di base:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- assenza di resistenza a trazione del calcestruzzo.

Al crescere della sollecitazione le deformazioni diventano sempre più grandi fino al raggiungimento dei limiti di deformazione massimi accettabili del calcestruzzo e dell'acciaio. Le tensioni limite dei due materiali si ricavano dai rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

4.4.1.1 Legami costitutivi del calcestruzzo

Per quanto concerne i legami costitutivi del calcestruzzo, è possibile scegliere tra diversi modelli di calcolo che descrivono, in maniera più o meno equivalente, il comportamento reale del materiale.

Ciascun modello è caratterizzato dal medesimo valore di resistenza ultima ε_{cu} e di resistenza di progetto f_{cd} . Le normative suggeriscono di impiegare i legami riportati in Figura 4.18:

- (a) diagramma parabola-rettangolo;

- (b) relazione bilineare (triangolo-rettangolo);
- (c) distribuzione rettangolare (o anche di stress-block).

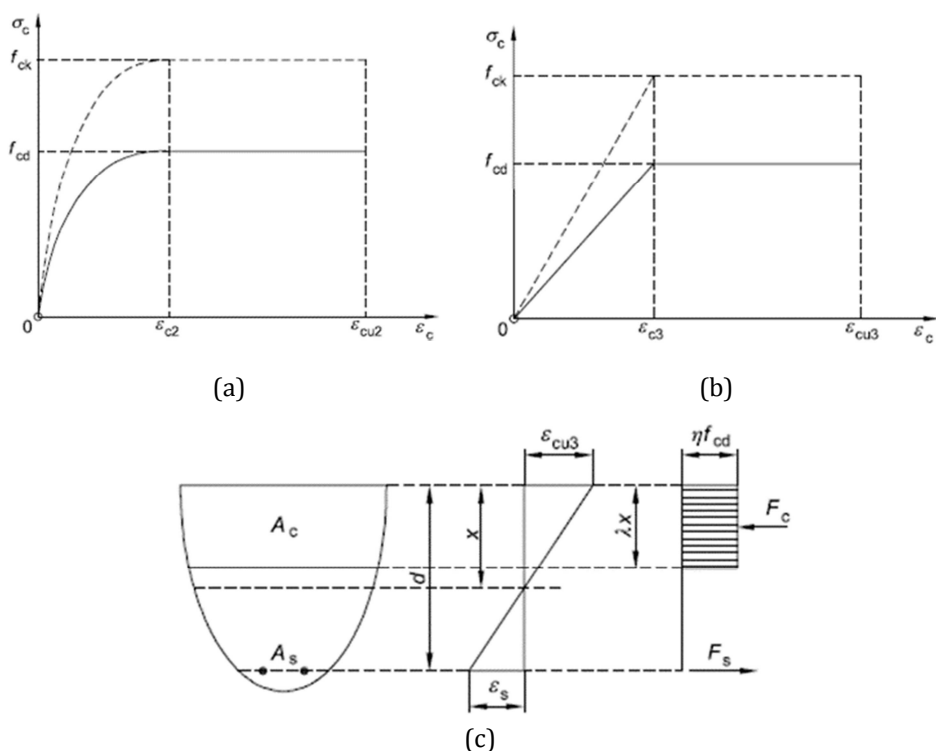


Figura 4.16 (a),(b) e (c): Relazioni $\sigma - \varepsilon$ per il calcestruzzo

Per la modellazione e calcolo degli elementi in calcestruzzo si è adottato un modello semplificato di tipo parabola-rettangolo.

Si considerano, pertanto, come deformazioni limite:

- a compressione semplice la deformazione $\varepsilon_o = \varepsilon_{c.2} = 0.2\%$;
- in presenza di flessione la deformazione ultima $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$.

4.4.1.2 Legami tensione-deformazione dell'acciaio

Per quanto riguarda l'acciaio e quindi le barre di armatura, i diagrammi tensioni-deformazioni forniti dalla normativa, circa le armature ordinarie (tese e compresse), sono riportati in Figura 4.17, con $k = (f_t/f_y)_k$.

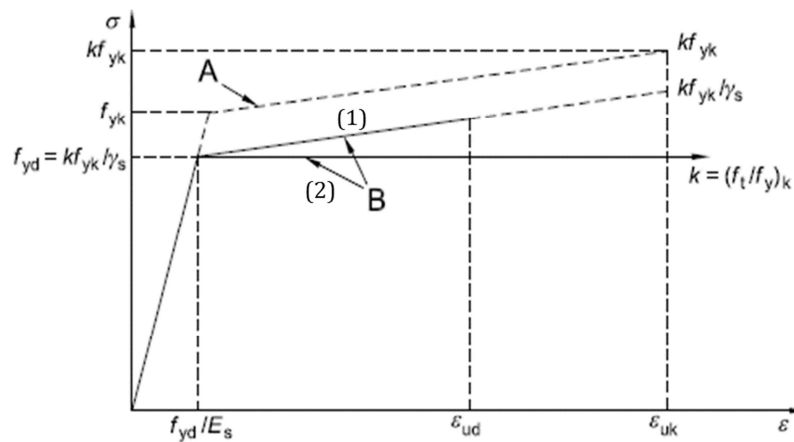


Figura 4.17: Diagrammi $\sigma - \varepsilon$ per acciaio

Nel grafico le due curve A e B rappresentano, rispettivamente, il diagramma idealizzato, e quello di calcolo.

Nell'ambito del diagramma di calcolo è possibile, poi, distinguere due modelli: quello bilineare finito con incrudimento (1) e quello elastico perfettamente plastico con deformazione indefinita (2).

Per il calcolo degli elementi in acciaio è stato considerato il modello di calcolo del tipo (2). Valore importante di riferimento resta la deformazione di snervamento di calcolo $\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$

4.5 Modellazione

Per le analisi è stato impiegato il programma di calcolo strutturale, agli elementi finiti, SAP2000 V14, prodotto da Computer and Structures inc. di Berkeley, California [2].

Per la schematizzazione delle cerniere è stata considerata una modellazione a plasticità concentrata. Alle estremità di tutte le aste della struttura sono state inserite, quindi, delle cerniere plastiche, la cui capacità è stata espressa in termini di momento-rotazione.

La loro definizione, chiaramente, cambia a seconda del tipo di membratura considerata, e nello specifico, in base alle caratteristiche della sollecitazione interna presente nella stessa.

Per le travi, data l'assenza di sforzo normale, sono state inserite alle due estremità delle cerniere plastiche a flessione pura M3, definite tramite un legame momento-rotazione assunto di tipo rigido perfettamente plastico.

Per tener conto delle armature delle travi, il programma consente di inserire il valore dei momenti resistenti positivi e negativi (Figura 4.18).

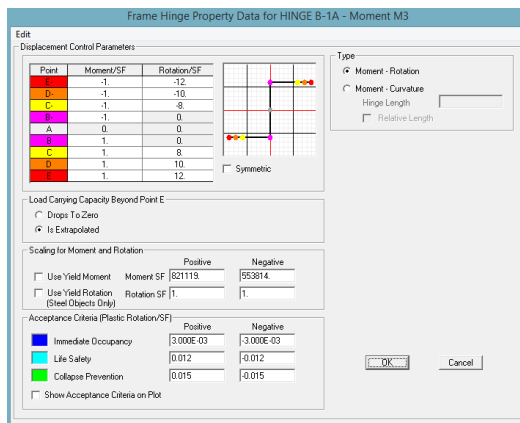


Figura 4.18: Modellazione cerniera plastica travi

Per le colonne, invece, vista la sollecitazione di pressoflessione, sono state considerate delle cerniere del tipo P-M3, caratterizzate da un legame momento-rotazione sempre di tipo rigido perfettamente plastico (Figura 4.19).

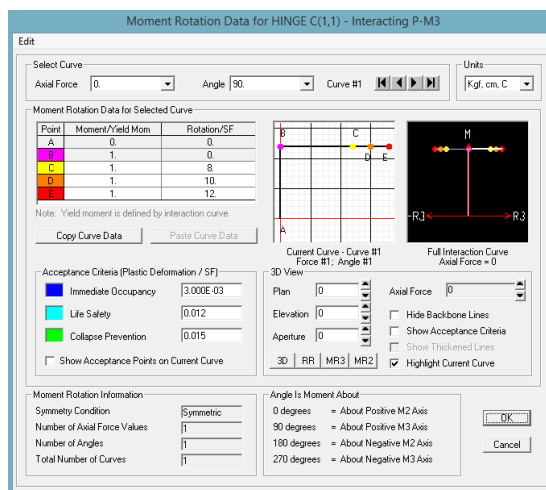


Figura 4.19: Modellazione cerniera plastica pilastri

La completa definizione delle cerniere a sforzo normale e flessione, è stata eseguita inserendo nel programma di calcolo il dominio di resistenza M-N dell'elemento.

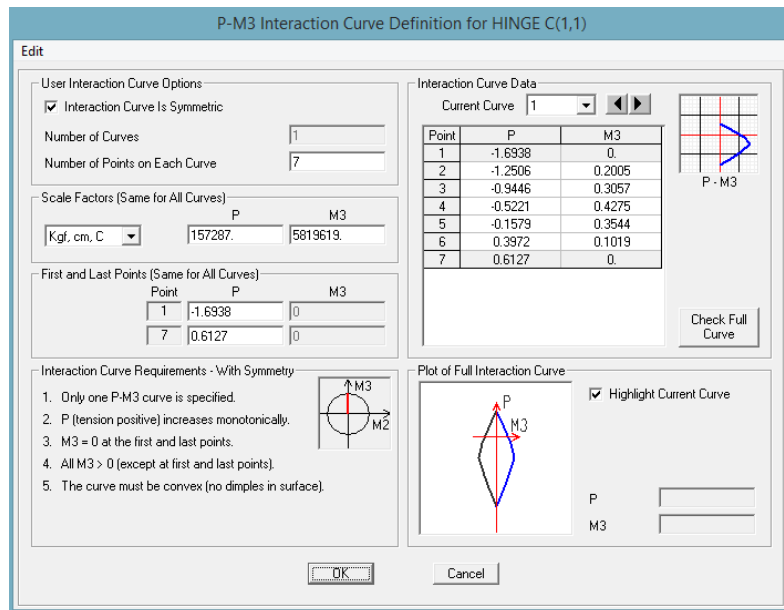


Figura 4.20: Definizione dominio M-N per colonne

Le analisi di push-over sono state condotte a controllo di spostamento.

Bibliografia

- [1] EN 1998-1: "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings", CEN, 2004.
- [2] CSI 2007. SAP 2000: Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. Analysis Reference. Computer and Structure Inc. University of California, Berkeley.
- [3] Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Strong Motion Database, <http://peer.berkeley.edu>.
- [4] ACI 318M-11: "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary" - American Concrete Institute, ACI Committee 318, Farmington Hills, MI, 2011.
- [5] Paulay T., Priestley M. J. N.: "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", New York: John Wiley & Sons, Inc., 1992.
- [6] Lee Han-Seon: "Revised rule for concept of strong-column weak-girder design", J. Struct. Eng., 122(4): 359-364, 1996.
- [7] Dooley K.L., Bracci J.M.: "Seismic Evaluation of Column-to-Beam Strength Ratios in Reinforced Concrete Frames", ACI structural journal, 2002.
- [8] BAI JiuLin & OU JinPing: "Realization of the global yield mechanism of RC frame structures by redesigning the columns using column tree method", Technological Sciences, Vol.58 No.10: 1627-1637, 2015.

5 TEORIA TPMC VS EUROCODICI

5.1 Generalità

È riportato, di seguito, un confronto tra la procedura di progettazione secondo TPMC e quella secondo normativa.

Per un'analisi completa ed uno studio approfondito dell'effettivo comportamento delle strutture progettate, si riportano i risultati delle analisi statiche non lineari (push-over) e quelli delle analisi dinamiche non lineari incrementali.

L'IDA, infatti, costituisce, ad oggi, il metodo più accurato per la valutazione della risposta di una struttura all'azione sismica, in quanto, l'analisi evolutiva nel tempo permette l'esatta comprensione dei fenomeni dinamici che si innescano e si evolvono sotto l'azione sismica [1].

5.2 Metodologie progettuali a confronto

5.2.1 Progetto secondo TPMC

Al fine di mostrare un'applicazione pratica della procedura proposta, con riferimento alla prima versione, per telai simmetrici con momento unico sulle travi, si considera il progetto sismico del telaio di quattro campate e sei piani, riportato in Figura 5.1.

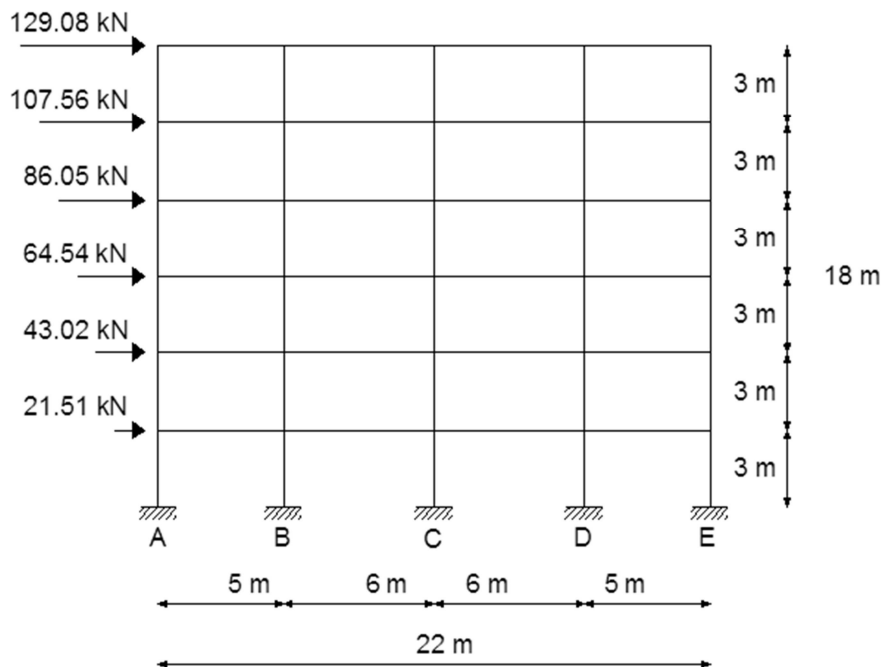


Figura 5.1: Schema strutturale del telaio di progetto

I valori caratteristici dei carichi verticali permanenti (G_k) e accidentali (Q_k), agenti sul telaio, sono pari rispettivamente a 19.5kN/m e 12kN/m.

Come materiali strutturali sono stati considerati un calcestruzzo di classe C25/30 e acciaio B450C. In accordo con l'Eurocodice 8, il valore del periodo fondamentale di vibrazione vale:

$$T = 0.075 H^{3/4} = 0.075 \cdot 18^{3/4} \approx 0.65 \text{ s} \quad (5.1)$$

dove H è l'altezza totale della struttura.

Con riferimento allo spettro di progetto per suolo rigido (di classe A, come definito dall'EC8) e assumendo un fattore di struttura pari a 3.9, le forze sismiche orizzontali sono quelle riportate in Figura 5.1. Applichiamo, quindi, l'algoritmo di progetto del §3.2.8.

a) Scelta dello spostamento di progetto.

Avendo considerato una rotazione plastica $\theta_u = 0.04 \text{ rad}$, lo spostamento alla testa che ne deriva è pari a:

$$\delta_u = 0.04 \cdot h_{ns} = 0.04 \cdot 18 = 0.75 \text{ m} \quad (5.2)$$

b) Progetto della sezione delle travi per resistere ai carichi verticali.

Le travi sono state dimensionate considerando, a vantaggio di sicurezza, dei momenti sollecitanti di:

$$M_{max} = \frac{Q_{SLU} \cdot L^2}{8} \quad (5.3)$$

calcolati con riferimento al carico allo stato limite ultimo.

$$Q_{SLU} = 1.3 G_k + 1.5 Q_k = 43.35 \text{ kN/m} \quad (5.4)$$

I valori finali delle sezioni e delle armature sono riportati in Tabella 5.1.

BARRE	$L_{AB} = 5\text{m}$	$L_{BC} = 6\text{m}$	$L_{CD} = 6\text{m}$	$L_{DE} = 5\text{m}$
		30 x 50	30 x 60	30 x 60
Superiori	4 \emptyset 20	5 \emptyset 20	5 \emptyset 20	4 \emptyset 20
Inferiori	4 \emptyset 20	5 \emptyset 20	5 \emptyset 20	4 \emptyset 20

Tabella 5.1: Sezioni ed armature delle travi

Prima di proseguire con la progettazione bisogna verificare che l'ipotesi di formazione delle cerniere plastiche in corrispondenza delle estremità delle travi sia effettivamente valida. Ciò consiste nel verificare che il carico q in combinazione sismica sia inferiore al valore limite così come definito al §2.2.

Per la campata AB (o allo stesso modo DE) si ha:

$$q_{\text{lim}AB(DE)} = \frac{4 M_{b,AB(DE)}}{L_{AB(DE)}^2} = \frac{4 \cdot 218.14}{5^2} = 34.9 \text{ kN/m} \quad (5.5)$$

mentre per la campata BC (CD) si ha:

$$q_{\text{lim}BC(CD)} = \frac{4 M_{b,BC(CD)}}{L_{BC(CD)}^2} = \frac{4 \cdot 333.64}{6^2} = 37.1 \text{ kN/m} \quad (5.6)$$

Considerato che il carico in combinazione sismica (con $\Psi_2 = 0.3$), vale:

$$Q_{SIS} = q = G_k + \Psi_2 Q_k = 23.1 \text{ kN/m} \quad (5.7)$$

La verifica si ritiene, quindi, soddisfatta.

c) Valutazione delle pendenze delle curve di equilibrio dei meccanismi $\gamma_{i_m}^{(t)}$.

Mediante le equazioni (3.19), (3.26) e (3.33) è possibile valutare le pendenze delle curve di equilibrio dei meccanismi, i cui valori sono riportati in Tabella 5.2.

PIANO i_m	$\gamma_{i_m}^{(1)}$	$\gamma_{i_m}^{(2)}$	$\gamma_{i_m}^{(3)}$
1	0.0225	0.0030	0.0225
2	0.0106	0.0034	0.0197
3	0.0067	0.0039	0.0175
4	0.0048	0.0049	0.0157
5	0.0037	0.0069	0.0143
6	0.0030	0.0131	0.0131

Tabella 5.2: Pendenze delle curve di equilibrio dei meccanismi (cm^{-1})

È importante sottolineare che la pendenza della curva, corrispondente al meccanismo globale $\gamma^{(g)} = \gamma_1^{(2)}$ coincide con il minimo tra tutti i valori $\gamma_{i_m}^{(t)}$:

$$\gamma^{(g)} = 0.003029 \text{ cm}^{-1} \quad (5.8)$$

d) Valutazione degli sforzi assiali nelle colonne al collasso.

PIANO i_m	Colonne A e E		Colonne B e D		Colonna C	
	$N_{q,E}$ [kN]	$ N_{M,E} $ [kN]	$N_{q,E}$ [kN]	$ N_{M,E} $ [kN]	$N_{q,E}$ [kN]	$N_{M,E}$ [kN]
1	346.50	523.55	762.30	143.73	831.60	0
2	288.75	436.29	635.25	119.78	693.00	0
3	231.00	349.03	508.20	95.82	554.40	0
4	173.25	261.77	381.15	71.87	415.80	0
5	115.50	174.52	254.10	47.91	277.20	0
6	57.75	87.26	127.05	23.96	138.60	0

Tabella 5.3: Sforzi assiali nelle colonne, al collasso

e) *Valutazione della somma dei momenti plastici richiesta alle colonne del primo piano $M_{c,1}$.*

La relazione (3.44) fornisce un valore di $M_{c,1} = 2801.17 \text{ kNm}$ che è stata, poi, distribuita sulle singole colonne di piano in maniera proporzionale al loro numero.

f) *Progetto delle colonne al primo piano.*

Mediante l'uso dei domini di resistenza si procede al calcolo delle colonne del primo piano le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 5.4.

PIANO	Colonne	$M_{c,i,1}$ [kNm]	$b \times h$	$A_s = A'_s$	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
1°	A	560.23	30x60	5 Φ 28	-177.05	870.05
	B		30x70	5 Φ 20	618.57	906.03
	C		30x80	6 Φ 16	831.60	831.60
	D		30x70	5 Φ 20	618.57	906.03
	E		30x60	5 Φ 28	-177.05	870.05

Tabella 5.4: Valori di progetto delle colonne al primo piano

La somma dei momenti resistenti delle colonne appena progettate, $M_{c,Rd,1} = 3206.08 \text{ kNm}$, è ovviamente maggiore del valore richiesto dalla procedura. Si ricava, inoltre, il valore del moltiplicatore delle forze sismiche orizzontali, in corrispondenza dello spostamento ultimo di progetto $\alpha_0^{(g)} = 2.8443$.

g) *Valutazione delle somme dei momenti richieste alle colonne dei piani superiori $M_{c,im}^{(t)}$.*

Si ricavano mediante le relazioni (3.37), (3.40) e (3.43) i valori di tali sommatorie, riportate in Tabella 5.5.

PIANO i_m	$M_{c,im}^{(1)}$ [kNm]	$M_{c,im}^{(2)}$ [kNm]	$M_{c,im}^{(3)}$ [kNm]
1	<u>3206.08</u>	-	3206.08
2	<u>3433.29</u>	1729.90	2581.60
3	<u>4043.52</u>	420.41	2231.96
4	<u>4153.69</u>	-555.71	1798.98
5	<u>3597.12</u>	-1031.79	1282.66
6	<u>2207.14</u>	-841.13	683.00

Tabella 5.5: Somma dei momenti plastici richiesti alle colonne di tutti i piani, al fine di scongiurare meccanismi indesiderati

Al fine di scongiurare lo sviluppo di meccanismi di collasso indesiderati, la progettazione dovrà essere tale per cui la somma dei momenti resistenti di piano risulti maggiore del massimo valore di $M_{c,im}$, evidenziati mediante sottolineatura in Tabella 5.5.

h) Progetto delle colonne ad ogni piano.

La progettazione delle colonne a tutti i piani della struttura restituisce i valori della Tabella 5.6, in cui è possibile leggere la sezione, i quantitativi di armatura e gli sforzi assiali massimo e minimo.

PIANO	Colonne	$M_{c,im}$ [kNm]	$b \times h$	$A_s = A'_s$	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
2°	A	686.65	30x70	5 Φ 28	- 147.54	725.04
	B		30x60	6 Φ 24	515.47	755.03
	C		30x70	7 Φ 20	693.00	693.00
	D		30x60	6 Φ 24	515.47	755.03
	E		30x70	5 Φ 28	- 147.54	725.04
3°	A	808.70	30x70	5 Φ 32	- 118.03	580.03
	B		30x70	5 Φ 28	412.38	604.02
	C		30x60	4 Φ 32	554.40	554.40
	D		30x70	5 Φ 28	412.38	604.02
	E		30x70	5 Φ 32	- 118.03	580.03

4°	A	830.73	30x70	5 Φ 32	- 88.52	435.02
	B		30x70	5 Φ 28	309.28	453.02
	C		30x70	5 Φ 28	415.80	415.80
	D		30x70	5 Φ 28	309.28	453.02
	E		30x70	5 Φ 32	- 88.52	435.02
5°	A	719.42	30x70	5 Φ 28	- 59.02	290.02
	B		30x60	4 Φ 32	206.19	302.01
	C		30x60	5 Φ 28	277.20	277.20
	D		30x60	4 Φ 32	206.19	302.01
	E		30x70	5 Φ 28	- 59.02	290.02
6°	A	441.42	30x50	6 Φ 24	- 29.51	145.01
	B		30x50	6 Φ 24	103.09	151.01
	C		30x50	6 Φ 24	138.60	138.60
	D		30x50	6 Φ 24	103.09	151.01
	E		30x50	6 Φ 24	- 29.51	145.01

Tabella 5.6: Valori di progetto delle colonne a ciascun piano

i) Controllo della condizione tecnologica.

Quasi sempre la progettazione TPMC porta al verificarsi di una condizione tecnologica. Anche in questo caso, infatti, con riferimento alle colonne esterne si ha un aumento di sezione nel passare dal primo al secondo piano (Tabella 5.4 e Tabella 5.6).

Questa condizione obbliga a riprogettare le colonne del primo piano (punto *f*) dell'algoritmo di progetto). Di conseguenza si avrà un nuovo valore di $M_{c,Rd,1}$ dal quale scaturisce il dimensionamento di tutte le altre colonne del telaio.

Se, invece, la condizione tecnologica si verifica ai piani superiori basterà ritornare al punto *h*).

PIANO i_m	$M_{c,i_m}^{(1)}$ [kNm]	$M_{c,i_m}^{(2)}$ [kNm]	$M_{c,i_m}^{(3)}$ [kNm]
1	<u>3299.17</u>	-	3299.17
2	<u>3382.14</u>	1801.51	2591.83
3	<u>4010.78</u>	471.55	2241.17
4	<u>4136.30</u>	-522.98	1806.65
5	<u>3590.98</u>	-1014.40	1288.29
6	<u>2207.14</u>	-834.99	686.07

Tabella 5.7: Somma dei momenti plastici richiesti alle colonne di ciascun piano

Risolte le condizioni tecnologiche si ottengono i valori finali delle colonne.

PIANO	Colonne	$M_{c,i,1}$ [kNm]	$b \times h$	$A_s = A'_s$	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
1°	A	560.23	30x70	6 Φ 24	- 177.05	624.88
	B		30x70	5 Φ 20	618.57	564.77
	C		30x80	6 Φ 16	831.60	600.50
	D		30x70	5 Φ 20	906.03	613.87
	E		30x70	6 Φ 24	870.05	895.14
2°	A	676.42	30x70	5 Φ 28	- 147.54	725.52
	B		30x70	7 Φ 20	515.47	699.78
	C		30x70	7 Φ 20	693.00	736.67
	D		30x70	7 Φ 20	755.03	747.81
	E		30x70	5 Φ 28	725.04	962.94
3°	A	802.15	30x70	5 Φ 32	- 118.03	970.87
	B		30x70	6 Φ 24	412.38	804.06
	C		30x70	6 Φ 24	554.40	837.54
	D		30x70	6 Φ 24	604.02	848.21
	E		30x70	5 Φ 32	580.03	1170.38
4°	A	827.26	30x70	5 Φ 32	- 88.52	980.27
	B		30x70	5 Φ 28	309.28	867.90
	C		30x70	5 Φ 28	415.80	896.16
	D		30x70	5 Φ 28	453.02	905.33
	E		30x70	5 Φ 32	435.02	1136.93
5°	A	718.19	30x70	5 Φ 28	- 59.02	753.74
	B		30x60	4 Φ 32	206.19	736.41
	C		30x60	5 Φ 28	277.20	724.63
	D		30x60	4 Φ 32	302.01	759.55
	E		30x70	5 Φ 28	290.02	862.57

6°	A	441.42	30x50	6 Φ 24	- 29.51	462.44
	B		30x50	6 Φ 24	103.09	491.33
	C		30x50	6 Φ 24	138.60	499.05
	D		30x50	6 Φ 24	151.01	501.73
	E		30x50	6 Φ 24	145.01	500.43

Tabella 5.8: Valori di progetto delle colonne ad ogni piano per sisma LR

Per le verifiche di servizio si considera il limite per il quale:

$$d_r v \leq 0.005 h \quad (5.9)$$

I risultati sono riportati in Tabella 5.9.

Tabella 5.9	d_s [mm]	d_r [mm]	v	$d_r v$	0.005 h
1°	6.9238	0.8140	0.5	0.4070	1.5
2°	6.1097	1.0598		0.5299	1.5
3°	5.0499	1.2805		0.6402	1.5
4°	3.7693	1.4740		0.7370	1.5
5°	2.2953	1.4624		0.7312	1.5
6°	0.8328	0.8328		0.4164	1.5

Tabella 5.9: Verifica degli spostamenti

5.2.2 Progetto secondo EC8

Per confronto è stata eseguita la progettazione del medesimo telaio secondo le prescrizioni di normativa. Il rispetto dei criteri di gerarchia delle resistenze [2, 3], ha portato a definire delle nuove colonne, le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 5.10.

PIANO	Colonna	b x h	$A_s = A'_s$
1°	A	30x40	3 Φ 24
	B	30x70	4 Φ 28
	C	30x80	4 Φ 28
	D	30x70	4 Φ 28
	E	30x40	3 Φ 24
2°	A	30x30	3 Φ 24
	B	30x60	3 Φ 28
	C	30x70	4 Φ 28
	D	30x60	3 Φ 28
	E	30x30	3 Φ 24
3°	A	30x30	3 Φ 28
	B	30x50	3 Φ 28
	C	30x50	4 Φ 28
	D	30x50	3 Φ 28
	E	30x30	3 Φ 28
4°	A	30x30	3 Φ 24
	B	30x40	5 Φ 28
	C	30x40	5 Φ 32
	D	30x40	5 Φ 28
	E	30x30	3 Φ 24
5°	A	30x30	5 Φ 28
	B	30x40	5 Φ 32
	C	30x40	5 Φ 32
	D	30x40	5 Φ 32
	E	30x30	5 Φ 28
6°	A	30x30	3 Φ 24
	B	30x30	4 Φ 28
	C	30x30	5 Φ 28
	D	30x30	4 Φ 28
	E	30x30	3 Φ 24

Tabella 5.10: Valori di progetto delle colonne a ogni piano, in accordo con l'EC8

5.2.3 Validazione della procedura di progetto

Per le analisi è stato impiegato il programma di calcolo strutturale agli elementi finiti SAP2000 V14 [4].

Circa la modellazione della struttura, le non linearità meccaniche sono state concentrate alle estremità delle travi e delle colonne, tramite la definizione di elementi a plasticità concentrata, così come definiti al capitolo 4.

Come confronto dei risultati, si riportano le relative curve forza-spostamento, per i due telai.

In Figura 5.2 è stata tracciata, inoltre, la curva di equilibrio linearizzata, relativa al meccanismo di collasso globale, la cui equazione è pari a:

$$\alpha = 2.8165 - 0.003029 \delta \quad (5.10)$$

La perfetta corrispondenza di tale retta con il ramo decrescente della curva di capacità, conferma l'accuratezza della procedura di progetto proposta.

Le curve di push-over mostrano chiaramente come la struttura progettata secondo le prescrizioni dell'EC8, esibisce una minore rigidezza e resistenza, rispetto al telaio progettato con la procedura proposta.

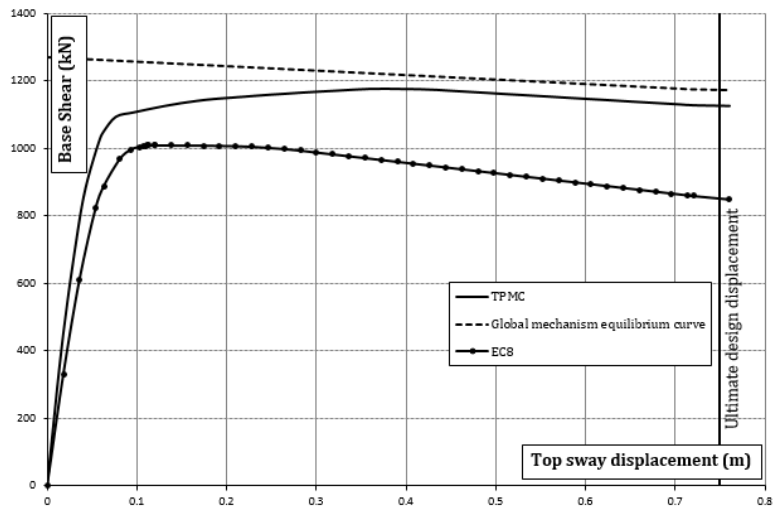


Figura 5.2: Curve di push-over per telaio progettato con TPMC ed EC8

Tuttavia, la maggiore differenza tra le due soluzioni è rappresentata dalla tipologia del meccanismo di collasso risultante dall'analisi. La Figura 5.3 mostra, infatti, il raggiungimento dell'obiettivo progettuale della TPMC ovvero lo sviluppo del meccanismo di collasso globale.

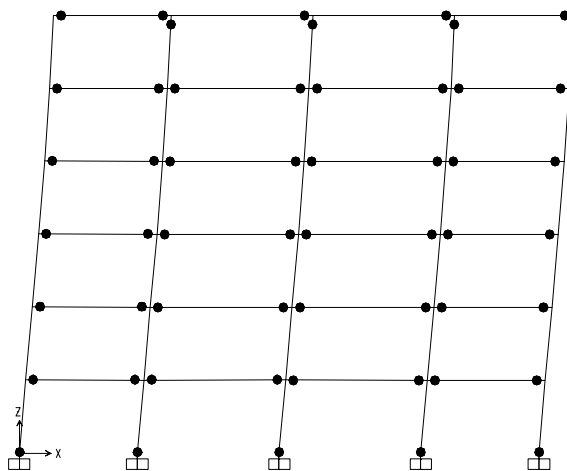


Figura 5.3: Configurazione delle cerniere plastiche per $\delta = \delta_u$, per telaio TPMC.

Al contrario si può osservare, invece, che la medesima struttura, progettata in accordo con l'EC8, esibisce un meccanismo parziale di tipo 1, esteso ai primi tre piani della struttura.

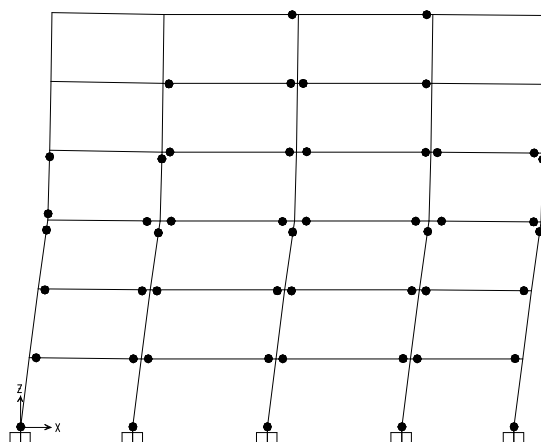


Figura 5.4: Configurazione delle cerniere plastiche per $\delta = \delta_w$, per telaio EC8

Per una completa comparazione, si riportano anche i risultati delle analisi dinamiche non lineari; sicuramente uno strumento di indagine più accurato del comportamento delle strutture [1].

La selezione degli accelerogrammi naturali è stata effettuata utilizzando la banca dati “strong motion” PEER-NGA [5]; in essa sono presenti solo accelerogrammi registrati da stazioni poste su sito roccioso affiorante (suolo di categoria A, EC8) e quindi assunti non influenzati da eventuali fenomeni di amplificazione sismica locale.

Per le analisi dinamiche incrementali, l'EC8, raccomanda di utilizzare un numero minimo di 3 accelerogrammi [1], nel caso specifico, le analisi sono state condotte considerando 7 registrazioni, le cui principali

caratteristiche, (nome, data, rapporto tra PGA e accelerazione di gravità, lunghezza e step di registrazione), sono riportate in Tabella 5.11.

Earthquake (record)	Component	Date	PGA/g	Length	Step recording
Coalinga (Slack Canion)	H-SCN045	1983/05/02	0.166	29.99	0.01
Imperial Valley (Agrarias)	H-AGR003	1979/10/15	0.370	28.35	0.01
Kobe (Kakogawa)	KAK000	1995/01/16	0.251	40.95	0.01
Palm Springs (Soboba)	H08000	1986/07/08	0.250	26.00	0.005
Santa Barbara (Courthouse)	SBA132	1978/08/13	0.102	12.57	0.01
Spitak Armenia (Gukasian)	GUK000	1988/07/12	0.199	19.89	0.01
Victoria Mexico (Chihuahua)	CHI102	1980/06/09	0.150	26.91	0.01

Tabella 5.11: Caratteristiche degli accelerogrammi

Una volta estratti, per tali eventi, accelerogrammi e spettri di risposta e noto il periodo fondamentale di vibrazione della struttura T_1 , ogni registrazione è stata scalata per ottenere la loro spettro compatibilità. Nell'esempio in questione, si ricorda che il periodo naturale di vibrazione della struttura $T_1 = 0.65$.

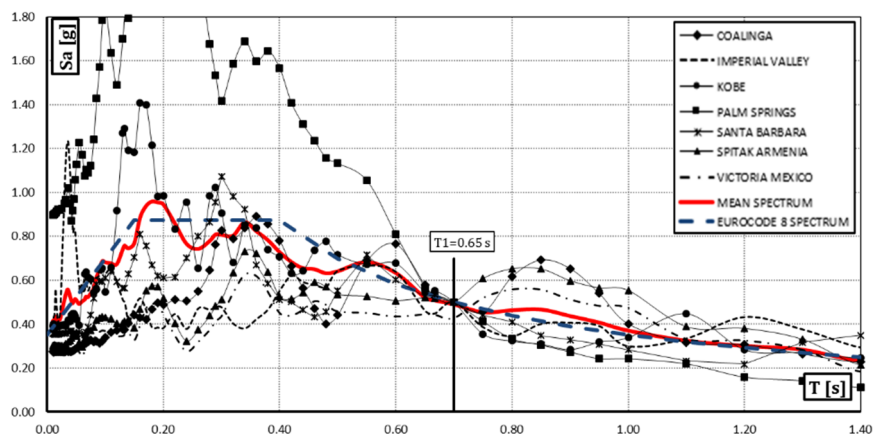


Figura 5.5: Spettri di risposta scalati allo stesso valore di S_a per $T_1 = 0.65$

Si riportano, inoltre, in Figura 5.6 i valori del MIDR (Maximum Interstorey Drift Ratio) in funzione dell'accelerazione spettrale, per il telaio progettato con la TPMC.

Le curve del MIDR appaiono piuttosto regolari, con progressivi incrementi senza instabilità dinamiche. In aggiunta, per ogni registrazione, è stata monitorata la plasticizzazione delle cerniere, per valori crescenti della $S_a(T_1)$, che si sviluppano in perfetto accordo con il meccanismo globale.

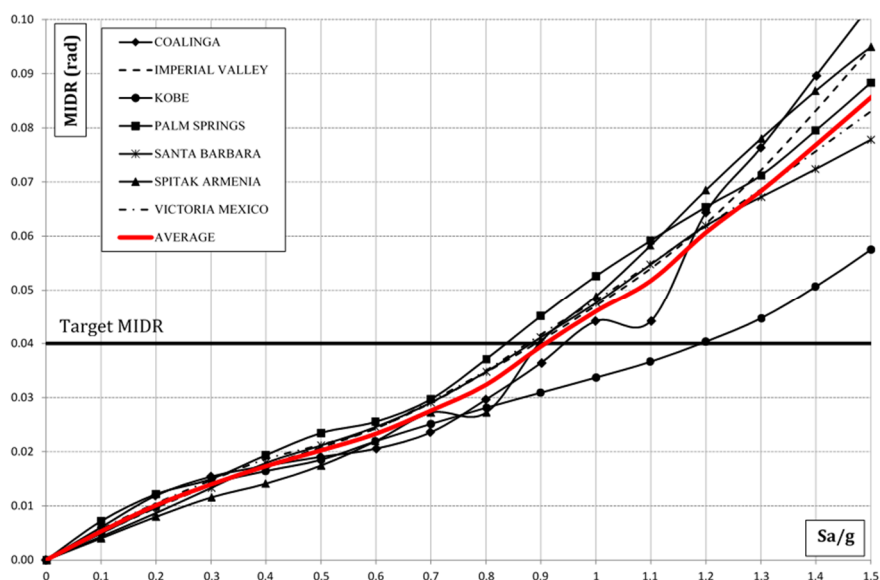


Figura 5.6: Maximum Interstorey Drift Ratio versus $S_a(T_1)$ in accordo con la TPMC

A titolo di esempio si riporta in Figura 5.7, la distribuzione delle cerniere plastiche per alcuni valori della $S_a(T_1)$, con riferimento al terremoto di Santa Barbara.

Si può osservare come l'evoluzione segue perfettamente quella relativa ad un meccanismo di collasso globale.

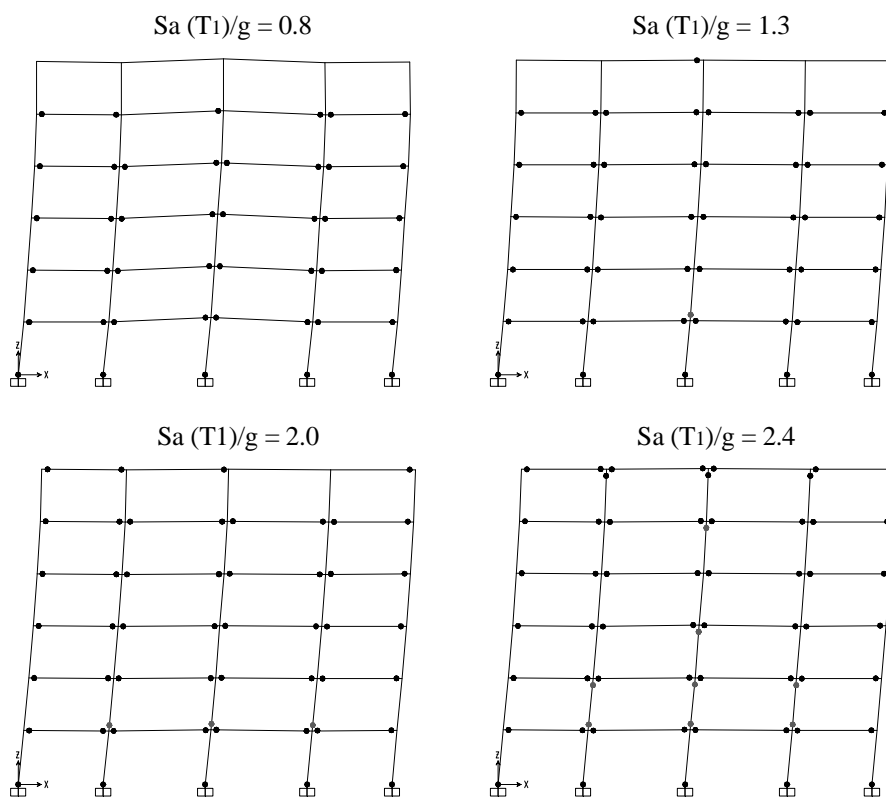


Figura 5.7: Evoluzione del meccanismo di collasso per il telaio TPMC con riferimento al sisma di Santa Barbara.

Analogamente, sono state graficate, in Figura 5.8, le curve del MIDR per il telaio progettato secondo le prescrizioni dell'EC8.

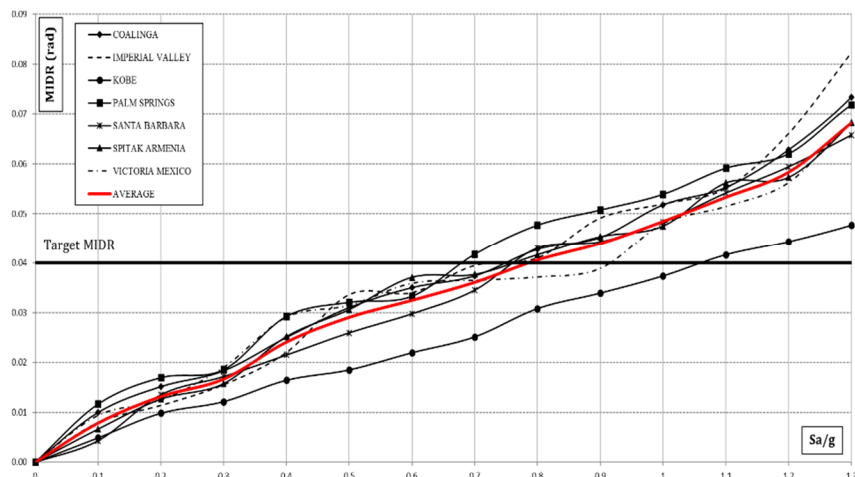


Figura 5.8: Maximum Interstorey Drift Ratio versus $S_a(T_1)$ in accordo con l'EC8

Il tracciamento in Figura 5.6 e Figura 5.8 del limite di rotazione plastica (0.04 rad) permette di valutare il valore medio di $S_a(T_1)$ per il quale si raggiunge al collasso. Confrontando questi valori in Tabella 5.12, si vede come il telaio progettato con la TPMC consente, effettivamente, di ottenere delle prestazioni più elevate rispetto al medesimo telaio progettato con l'EC8.

Earthquake (record)	Telaio TPMC $S_{a,c}/g$	Telaio EC8 $S_{a,c}/g$
Coalinga (Slack Canion)	0.94	0.75
Imperial Valley (Agrarias)	0.89	0.74
Kobe (Kakogawa)	1.10	1.06
Palm Springs (Soboba)	0.84	0.68
Santa Barbara (Courthouse)	0.88	0.75
Spitak Armenia (Gukasian)	0.89	0.74
Victoria Mexico (Chihuahua)	0.87	0.92
Mean value	0.91	0.80

Tabella 5.12: Valori di $S_a(T_1)$ in corrispondenza del collasso

5.3 Considerazioni economiche

I risultati presentati mostrano come la progettazione secondo la teoria del controllo del meccanismo plastico dia luogo a dei telai dalle prestazioni più elevate rispetto a quelli progettati secondo normativa.

Risulta, a questo punto, interessante valutare la differente progettazione anche in termini economici.

Si considerano, quindi, tre voci di costo:

- costo del calcestruzzo;
- costo delle barre di armatura;
- costo delle casseforme;

Per la valutazione dei costi sono state considerate le tariffe contenute nel prezzario della regione Campania e CCIAA italiana (Camere di Commercio, Industria, Artigianato e Agricoltura) dell'anno 2016.

5.3.1 Calcestruzzo

Per la valutazione di tale voce di costo è stato considerato un calcestruzzo durabile a prestazione garantita, con classe di resistenza C25/30 e con classe di consistenza S4, con dimensione massima degli aggregati di 32mm, in conformità alle norme tecniche vigenti.

Si considera, inoltre, il calcestruzzo fornito e messo in opera compreso l'uso della pompa e del vibratore, nonché gli sfridi e gli oneri per i previsti controlli e quant'altro necessario per dare l'opera compiuta a perfetta regola d'arte. Sono esclusi le casseforme e i ferri di armatura.

Il prezzo di tale materiale è di 125.08 € al mc.

5.3.2 Barre di armatura

Per la valutazione delle barre di armatura è stato considerato il prezzo dell'acciaio in barre per cemento armato B450C, conforme alle norme tecniche vigenti, tagliato a misura, sagomato e posto in opera, compresi gli sfridi, le legature, gli oneri per i previsti controlli e quant'altro necessario per dare l'opera compiuta a perfetta a regola d'arte.

Il costo del materiale sopra descritto è di 1.43 € al kg.

5.3.3 Casseforme

Per la determinazione di tale costo è stato considerato il prezzo previsto per le casseforme, per strutture in elevazione, di qualunque tipo rette o centinate, per getti di conglomerati cementizi semplici o armati, compreso armo, disarmante, disarmo, opere di puntellatura e sostegno fino ad un'altezza di 4 metri dal piano di appoggio, nonché la pulitura del materiale per il reimpiego; eseguite a regola d'arte e misurate secondo la superficie.

Il prezzo del materiale appena presentato è di 30.17 € al mq.

5.3.4 Confronto strutture 3D

I continui cambiamenti e sviluppi subiti dalla procedura nel corso degli anni hanno comportato una sua applicazione solo a schemi 2D, seppur dalle caratteristiche geometriche e meccaniche più disparate.

Indubbiamente è importante tener conto della sollecitazione bidirezionale, non solo per considerare il reale comportamento dei pilastri, ma soprattutto perché la presenza dell'azione flettente in entrambe le direzioni tende a ridurre la capacità resistente dei pilastri, incrementando l'abbattimento di rigidezza e resistenza con i cicli.

Nonostante nella presente ricerca l'attenzione si sia concentrata sullo studio del comportamento di strutture 2D, il programma GRCS è stato impiegato, nell'ambito di una tesi di laurea [7], per il progetto di strutture spaziali secondo TPMC, confrontate poi con quelle di normativa.

Pertanto, al fine di offrire un completo e realistico confronto economico tra le due metodologie di progettazione, si analizzeranno i costi di realizzazione di quattro strutture, rispettivamente di 2, 4, 6 ed 8 piani, caratterizzate dalla carpenteria riportata in Figura 5.9.

In APPENDICE B si riportano tutte le caratteristiche relative alle strutture in questione.

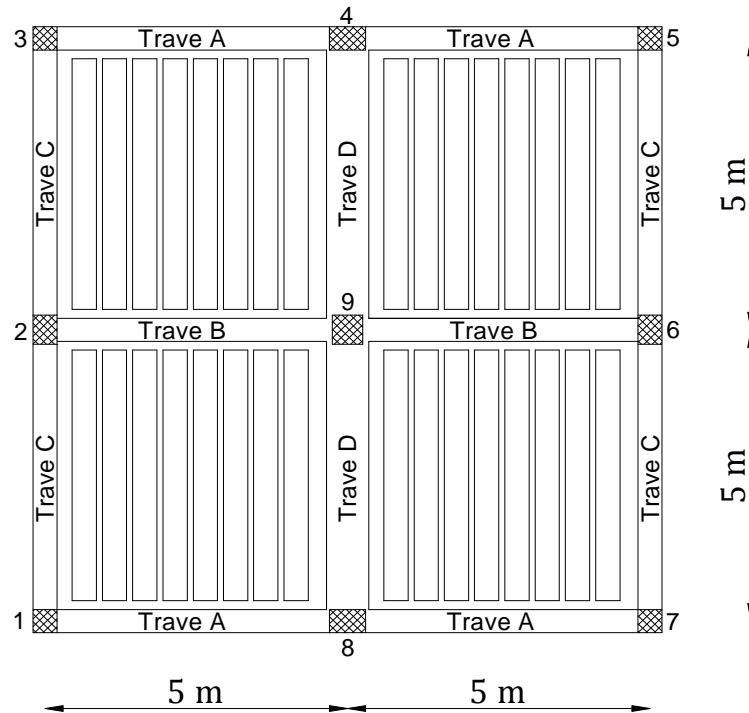


Figura 5.9: Carpenteria del piano tipo

Le analisi di push-over condotte su tutti i telai, hanno mostrato ancora una volta il raggiungimento dell'obiettivo progettuale della TPMC ovvero il meccanismo globale, risultato che non sempre riesce ad assicurare il criterio di gerarchia delle resistenze.

In Figura 5.10 sono stati riportati i costi delle strutture a confronto, distinte per numero di piani e per metodologia di progettazione.

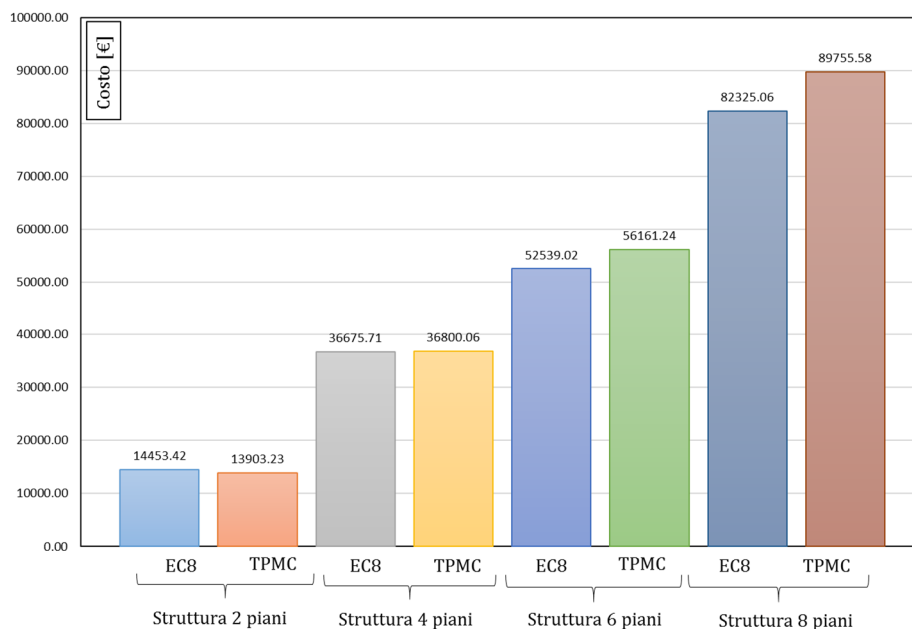


Figura 5.10: Confronto economico tra le metodologie progettuali per le diverse strutture

Analizzando i risultati si vede che fino ai quattro piani la struttura progettata con la metodologia TPMC permette di ottenere addirittura un risparmio economico. Superati i quattro piani, invece, c'è un incremento di costo rispetto alla struttura derivante dal progetto di normativa.

È chiaro che i ragionamenti economici sono strettamente legati alla tipologia strutturale di riferimento. Più la struttura ha una funzione rilevante, più l'aumento di costo risulta del tutto accettabile a fronte degli enormi vantaggi prestazionali sotto l'azione sismica.

Bibliografia

- [1] Vamvatsikos D., Cornell C. A.: “Incremental dynamic analysis”, Earthquake Engineering and Structural Dynamic, 2002.
- [2] ENV 1992-1-1: “Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings”.
- [3] EN 1998-1: “Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings”, CEN, 2004.
- [4] Cosenza E., Manfredi G., Pecce M., Strutture in cemento armato, Hoepli Milano, 2008.
- [5] CSI 2007. SAP 2000: Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. Analysis Reference. Computer and Structure Inc. University of California, Berkeley.
- [6] Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Strong Motion Database, <http://peer.berkeley.edu>.
- [7] Palese M.I.: “Influence of joists on the inelastic behaviour of R.C. moment resisting frames”.

6 INTERFACCIA GRAFICA PER LA PROGETTAZIONE A MECCANISMO CONTROLLATO

6.1 Scopo del progetto

L'idea della realizzazione di un'interfaccia grafica, per la progettazione a meccanismo di collasso controllato delle strutture, nasce dalla volontà di favorire la diffusione della metodologia progettuale, avvalendosi dell'uso di un programma che fosse di facile e rapida comprensione.

Nonostante la metodologia progettuale risulti concettualmente semplice e applicabile anche mediante l'elaborazione di opportuni fogli di calcolo, si è pensato di renderla ancora più fruibile, ai fini di un uso su più larga scala.

6.2 Descrizione del software

Il software è stato sviluppato nell'ambito di una tesi di laurea [1] che ha avuto come oggetto la realizzazione di un codice in Visual Basic.NET (VB.NET). La difficoltà è stata proprio quella di conciliare e fondere i due linguaggi di programmazione. Benché provenienti dalla stessa famiglia, in realtà VB.NET e VB non sono compatibili. Nell'IDE (Integrated Development Environment) ossia l'ambiente di sviluppo integrato, è

presente un convertitore che garantisce solo una conversione parziale del codice. Nella maggior parte dei casi, è necessaria una totale revisione dello stesso, dal momento che la tecnica di programmazione è passata dall'essere imperativa (anche se basata su eventi) ad essere orientata agli oggetti.

Questo ha comportato, quindi, l'impossibilità di trasferire automaticamente il codice e dare, così, una interfaccia grafica alle routines già sviluppate; ma è stato necessario sfruttare VB.NET come un pre e post processore del programma in VB (di cui si è ampiamente discusso nei capitoli precedenti).

VB.NET permette, infatti, in fase di pre-processore, di tradurre in forma grafica l'organizzazione dei codici necessari a trasferire l'informazione alla routine principale e a generare l'output che sarà letto in fase di post-processore e rappresentato graficamente con opportuna simbologia.

Nei paragrafi successivi viene riportato il manuale che descrive nel dettaglio le icone dell'interfaccia grafica. Le schermate si presentano facilmente comprensibili per gli operatori che hanno una certa manualità con i più comuni programmi di calcolo in circolazione.

Il software, inoltre, risulta attualmente compatibile con tutti i più recenti sistemi operativi della Microsoft.

Tra i maggiori vantaggi del programma vi è quello di poter interagire direttamente con un software grafico CAD. In output, infatti, vengono restituiti i disegni delle sezioni in formato editabile DWG.

6.3 Manuale d'uso dell'interfaccia grafica

6.3.1 Indice manuale

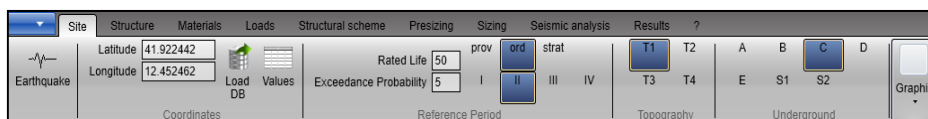
Sito	151
Coordinate	151
Periodo di riferimento	152
Orografia	154
Sottosuolo	154
Costola tematica	155
Struttura	156
Elementi	156
Tipologia	157
Materiali	160
Elemento	160
Tipologia	161
Selezione	161
Costola tematica	162
Carichi	164
Elemento	164
Carico	165
Coefficienti	165
Grafico	165
Schemi statici	166
Elemento	166
Coefficienti	166

Grafico	167
Costola tematica	167
Predimensionamento	168
Elementi	168
Elemento	168
Sezione	169
Costola tematica	170
Dimensionamento	171
Elemento	171
Sezione	171
Armature	172
Costola tematica	173
Analisi sismica	174
Normativa	174
Pulsante Utente	175
Pulsante Lancia	175
Costola tematica	175
Risultati	176
Pulsante Carica risultati	176
Esporta	176
Costola tematica	177
Come fare per...	178
Aggiungere un pilastro	178
Aggiungere una trave	178
Aggiungere un controvento (metodo numerico)	178
Aggiungere un controvento (metodo grafico)	179

Generare una maglia regolare	180
Generare una maglia pseudo-regolare	180
Modificare un pilastro	181
Modificare una trave	181
Modificare un controvento	181
Eliminare un pilastro	182
Eliminare una trave	182
Eliminare un controvento	182
Impostare un carico su una trave	183
Modificare un carico su una trave	183
Eliminare un carico su una trave	183
Modificare il materiale di un elemento	184
F.A.Q.	184

6.4 Struttura dell'interfaccia grafica

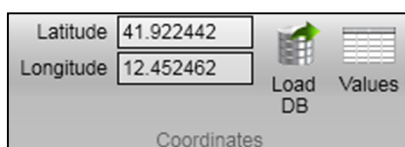
Sito



La sezione *Sito* è quella in cui si definiscono i parametri sismici utilizzati nel calcolo delle forze sismiche orizzontali equivalenti secondo quanto previsto dalle normative [2, 3]. La sezione è composta da quattro pannelli tematici:

- *Coordinate*;
- *Periodo di riferimento*;
- *Topografia*;
- *Sottosuolo*.

Coordinate



Tale pannello permette la geolocalizzazione del manufatto da realizzare mediante l'inserimento dei valori di latitudine e longitudine.

Gli elementi che si ritrovano nel pannello sono due caselle di testo:

- *Latitudine*;
- *Longitudine*;

e due pulsanti:

- *Carica DB*: esegue una chiamata al database del reticolo NTC2008, recuperando i quattro punti più vicini alle coordinate definite. È possibile visualizzare questi punti nella schermata sottostante (costola tematica). Il programma non fa altro che eseguire l'interpolazione lineare tra i valori recuperati, restituendo i risultati cercati;
- *Valori*: apre una nuova finestra in cui si possono definire i tre parametri fondamentali alla determinazione delle forme spettrali di norma ossia:

- a_g accelerazione di picco al suolo;
- F_0 fattore di amplificazione dello spettro;
- T_c^* periodo di inizio del tratto orizzontale a velocità costante.

Periodo di riferimento

Il raggruppamento relativo al *Periodo di riferimento* permette di specificare i valori dei parametri necessari al calcolo delle azioni sismiche.

Gli elementi che compongono il pannello sono due caselle di testo:

- *vita nominale*: espressa in anni;
- *probabilità di superamento*: nel periodo di riferimento considerato, espressa in percentuale.

tre pulsanti, che fanno riferimento alla tipologia di costruzione:

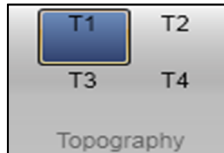
- *prov*: si riferisce alle strutture provvisorie, provvisionali o in fase di costruzione, pertanto, con vita nominale $V_N \leq 10$ anni;
- *ord*: si riferisce alle opere ordinarie, di importanza normale, caratterizzate, quindi, da una vita nominale $V_N \geq 50$ anni;
- *strat*: si riferisce alle grandi opere, di importanza strategica, con vita nominale $V_N \geq 100$ anni;

e quattro pulsanti relativi alla classe d'uso.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente:

- *I*: costruzioni con presenza solo occasionale di persone, cui è associato un valore del coefficiente d'uso $Cu = 0.7$;
- *II*: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, caratterizzato da un valore del coefficiente d'uso $Cu = 1.0$;
- *III*: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi, con valore del coefficiente d'uso $Cu = 1.5$;
- *IV*: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità, caratterizzato da un valore del coefficiente d'uso $Cu = 2.0$.

Orografia

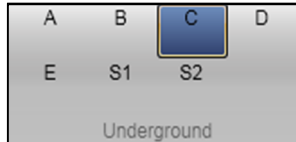


Con il pannello *Orografia* si vanno ad impostare le categorie topografiche del sito di riferimento.

Il pannello contiene i seguenti pulsanti:

- *T1*: che imposta il terreno come pianeggiante o con pendii isolati con pendenza media $i \leq 15^\circ$;
- *T2*: che imposta il terreno con pendii aventi pendenza media $i > 15^\circ$;
- *T3*: che imposta il terreno con pendii aventi pendenza media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$;
- *T4*: che imposta il terreno con pendii aventi pendenza media $i > 30^\circ$.

Sottosuolo



Tale pannello permette di impostare le caratteristiche del sottosuolo presente sul sito di riferimento. I pulsanti, contraddistinti da lettere, indicano le rispettive categorie:

- *A*: ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi;
- *B*: rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti;
- *C*: depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti;

- *D*: depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti;
- *E*: terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m;
- *S1*;
- *S2*.

Per maggiori dettagli consultare la normativa [2].

Costola tematica

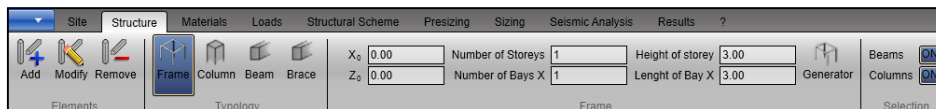
Nella costola tematica sono riportati tutti i parametri descritti sopra, il loro valore numerico, l'unità di misura ed il simbolo utilizzato in normativa.

I raggruppamenti utilizzati sono quattro:

Horizontal stiff site parameters		
Peak ground acceleration	0.20	[g/10] (a_g)
Spectral amplification value	2.45	(F_0)
Constant velocity start period	0.19	[s] (T_c^*)
Grid		
ID Punto 1	7799	(ID_1)
ID Punto 2	8117	(ID_2)
ID Punto 3	7984	(ID_3)
ID Punto 4	7862	(ID_4)
reference period		
Reference Period	35	(V_R)
Life	0	(V_N)
Use Coefficient	1	(C_U)
Exceedance Probability	0	[%] (P_{VR})
Stratigraphy		
Category	T1	
Number of layers	1	
Shear wave velocity	900	[m/s] ($V_{S,30}$)
Dynamic resistance	80	($N_{SPT,30}$)
No drained resistance	0.3	[MPa] ($C_{u,30}$)

- *parametri su sito di riferimento rigido orizzontale* che visualizza i valori calcolati dei parametri sismici necessari al calcolo dello spettro di progetto.
- *reticolo* che riporta i quattro valori del reticolo di base utilizzati per il calcolo del punto di interesse.
- *periodo di riferimento* che contiene tutte le informazioni relative al periodo di vita dell'opera e probabilità di superamento dei parametri nel periodo di riferimento.
- *stratigrafia* che riassume i valori calcolati per il tipo di sottosuolo impostato.

Struttura



Nella sezione *Struttura* è possibile definire la geometria del telaio da progettare. La sezione è composta da sei pannelli tematici:

- *Elementi*;
- *Tipologia*;
- *Telaio*;
- *Selezione*.

Elementi

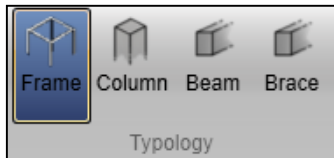


I pulsanti che compongono tale pannello servono, come è facile intuire, ad Aggiungere, Modificare ed Eliminare uno o più elementi della struttura.

Per Aggiungere un elemento bisogna prima definirlo tramite i pannelli successivi e poi applicare il tutto cliccando sul tasto *Add*.

Se si vuole, invece, Modificare o Rimuovere un elemento sarà necessario prima selezionarlo

Tipologia



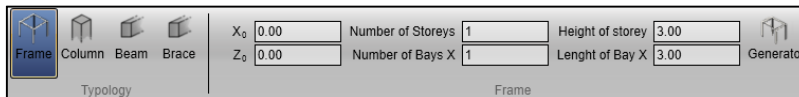
Questa sezione si compone di quattro voci:

- *Maglia;*
- *Pilastro;*
- *Trave;*
- *Dissipatori.*

Con questo pannello possiamo decidere se disegnare l'intera maglia o il singolo elemento trave, pilastro o diagonale, a seconda del caso.

È chiaro che il pannello *Tipologia* deve essere usato in concomitanza con quello *Elementi*.

Pulsante *Maglia*

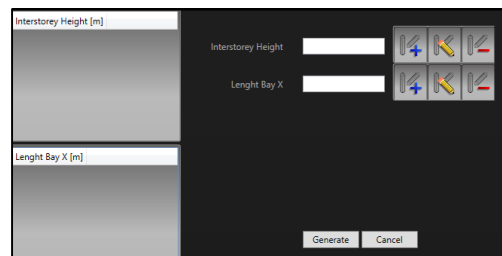


Selezionando *Frame* compare, sulla destra, il pannello relativo alla definizione del *Telaio*. Il programma offre la possibilità di definire la maglia strutturale mediante due metodologie:

- attraverso le 6 caselle di testo del pannello, quindi inserendo le coordinate dello spazio x-z in cui posizionare il telaio, il numero di piani e di campate con le rispettive dimensioni.

L'unica accortezza da avere nell'uso di tale sistema è che queste mascherine consentono di costruire il telaio per blocchi, quindi, inserendo coordinate per telai consequenziali si può rischiare di generare una sovrapposizione di aste.

- in maniera più rapida, cliccando sul pulsante *Generatore*. In questo modo si aprirà la seguente finestra:

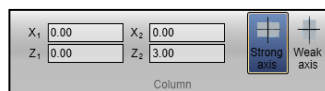


La schermata permette di definire in maniera rapida:

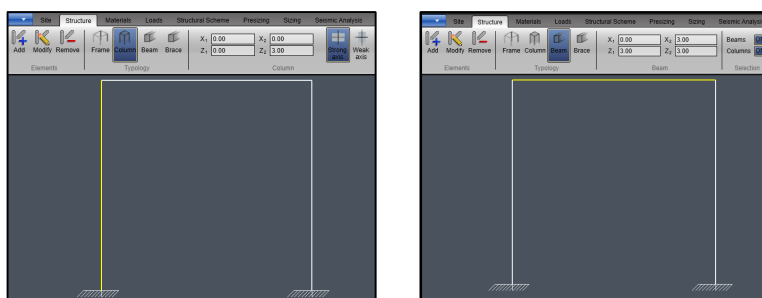
- l'altezza d'interpiano per ciascun piano della struttura.
- la luce delle singole campate.

N. B. Chiaramente l'ordine di caricamento è crescente lungo la direzione positiva degli assi, in particolare, per le altezze, il primo valore inserito corrisponde al primo piano e così via mentre per le campate l'ordine è da sinistra verso destra.

Di default il programma dispone le colonne secondo la direzione dell'asse forte ma è possibile, selezionando semplicemente l'asta, cambiare l'orientamento della stessa tramite l'uso degli appositi pulsanti, contenuti nella mascherina relativa alle *Colonne*.



Durante la fase di definizione della *Struttura*, per *Selezionare* un elemento basterà cliccare sulla specifica asta. La selezione è confermata dal cambio di colore della stessa che da bianca diventerà gialla. Inoltre, cliccando sull'asta, il programma è in grado automaticamente di riconoscere il tipo di elemento selezionato, facendo comparire nella barra la relativa mascherina.



Pulsanti *Pilastri e Travi*

Permettono di aggiungere al telaio gli omonimi elementi, per le colonne, inoltre, come già anticipato prima, è possibile scegliere l'orientamento nel piano.

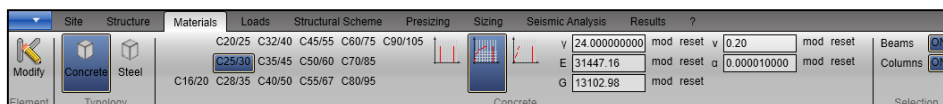
Pulsante *Diagonale*

Il programma è stato elaborato in modo tale da consentire l'analisi di telai dotati anche di elementi diagonali, come ad esempio dei dispositivi di dissipazione. Tramite questo pulsante, infatti, è possibile inserire un elemento diagonale all'interno del telaio. Per il suo inserimento si rimanda alle istruzioni riportate alla fine del manuale.

A questo punto si passa alla definizione dei Materiali.

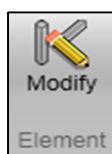
Materiali

In questa sezione si definiscono i *Materiali* degli elementi della struttura. La sezione si compone di quattro pannelli tematici:



- *Elemento*;
- *Tipologia*;
- *Calcestruzzo/Acciaio*;
- *Selezione*;

Elemento



Il pannello *Elemento* è composto da un unico pulsante che permette di modificare i materiali costituenti l'elemento della struttura selezionato da quelli pre-impostati.

Nello specifico, il programma assegna agli elementi strutturali dei materiali di default e precisamente un calcestruzzo di classe C25/30 e acciaio B450C. L'utente, chiaramente, può modificare tale valore selezionando le aste interessate, digitando il pulsante, presente sulla barra, relativo al nuovo materiale da assegnare e applicando il tutto tramite l'uso del pulsante *Modify*. È fondamentale applicare la modifica per renderla effettiva.

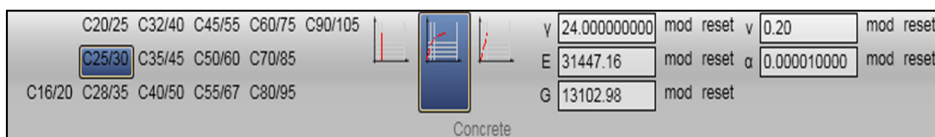
Tipologia



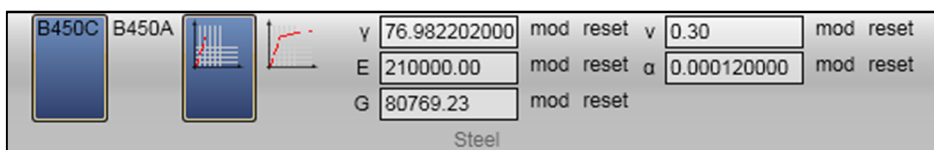
Il pannello *Tipologia* permette di visualizzare le opzioni del calcestruzzo e dell'acciaio, relative all'elemento della struttura selezionato.

Il pannello si compone di due pulsanti.

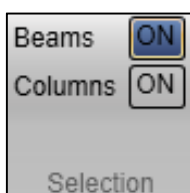
- *Calcestruzzo*: che visualizza le opzioni relative al calcestruzzo utilizzato nell'elemento.



- *Acciaio*: in cui è possibile leggere tutte le informazioni relative all'acciaio utilizzato nell'elemento.



Selezione



Tale pannello permette di attivare o disattivare la proprietà di selezione degli elementi della struttura; possiamo infatti decidere di selezionare solo le travi o le colonne o entrambe.

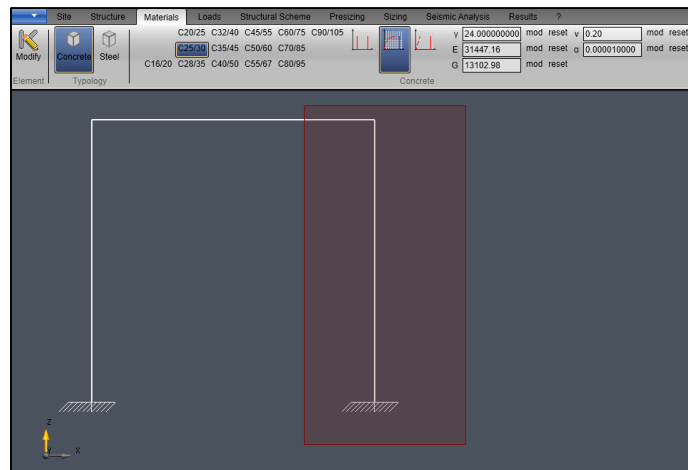
Il pannello è composta da un due check box:

- *Travi*: attiva/disattiva la possibilità di selezionare gli elementi travi;

- *Pilastri*: attiva/disattiva la possibilità di selezionare gli elementi pilastri.

Questa funzione risulta comoda, in questa fase, poiché cambia la metodologia di *Selezione*, che non viene più effettuata mediante clic del mouse sulla singola asta ma, per consentire una più rapida selezione degli elementi, avviene con la creazione di una finestra di inquadramento.

La finestra di selezione deve essere generata muovendosi dall'alto verso il basso e da sinistra verso destra.



Costola tematica

Nella costola tematica sono riportati tutti i parametri visti precedentemente. I raggruppamenti utilizzati nella sezione sono cinque:

Material			
Type	Concrete		
Classe	C25/30		
Values			
Young	31447.16	[MPa]	(E)
Shear Modulus	13102.98	[MPa]	(G)
Poisson	0.20		(ν)
Coefficient of Linear Thermal Expansion	0.000010000	[1/°C]	(α)
Resistenze			
Characteristic Cubic Strength	30.00	[MPa]	(R _{ck})
Characteristic Cylindric Strength	24.90	[MPa]	(f _{ck})
Cubic Average Resistance	39.64	[MPa]	(R _{cm})
Cylindric Average Resistance	32.90	[MPa]	(f _{cm})
Characteristic Cylindrical Traction Resistance	1.79	[MPa]	(f _{ctk})
Average Cylindrical Traction Resistance	2.56	[MPa]	(f _{ctm})
Design Resistance	14.11	[MPa]	(f _{cd})
Traction Design Resistance	1.19	[MPa]	(f _{td})
Bending Design Resistance	1.43	[MPa]	(f _{td})

- *materiale* che riepiloga le informazioni sul tipo di materiale visualizzato e sulla classificazione secondo le norme NTC2008.
- *valori* che raggruppa le informazioni relative ai moduli fisici del materiale.
- *resistenze* che contiene tutti i valori calcolati delle varie resistenze del materiale.

Weight		
Weight	24.000000000	[kN/m ³] (γ)
Deformations		
Yield Deformation	0.200000000	[%] (ε)
Ultimate Deformation	0.350000000	[%] (ε _{cu})

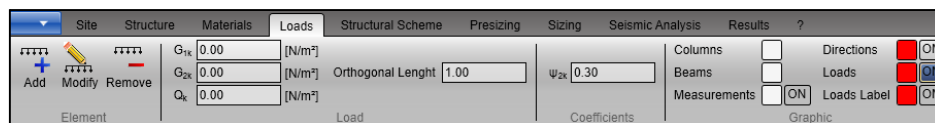
- *densità* del materiale.
- *deformazioni* in cui sono riportati i valori delle deformazioni elastiche ed ultime del materiale considerato.

Si passa, ora, alla definizione dei carichi.

Carichi

In questa sezione si definiscono i carichi agenti sugli elementi costituenti la struttura.

La sezione è composta da quattro pannelli tematici:



- *Elemento*;
- *Carico*;
- *Coefficienti*;
- *Grafico*.

Elemento



Tramite questo pannello è possibile applicare, modificare o rimuovere un carico da un singolo elemento.

Si compone di tre pulsanti:

- *Aggiungi*: applica il carico impostato all'elemento selezionato, tramite gli altri pannelli;
- *Modifica*: applica i cambiamenti al carico selezionato, tramite l'impostazione dei parametri negli altri pannelli;
- *Rimuovi*: rimuove il carico dall'elemento selezionato.

Carico

Permette di definire i valori numerici del carico, classificati come da normativa.

È composto da quattro caselle di testo, così da consentire una separazione delle voci di carico, tutte secondo le unità di misura selezionate dall'utente.

- G_{1k} : definisce il valore del carico permanente degli elementi strutturali;
- G_{2k} : permette di inserire il valore del carico permanente dovuto agli elementi non strutturali;
- Q_k : relativo ai carichi accidentali;
- $Luce$: è un parametro che serve per tener conto della luce di influenza che incide ortogonalmente al telaio considerato.

Coefficienti

Definiti i carichi bisogna specificare la combinazione di carico. Il coefficiente ψ_{2k} è quello relative alla combinazione sismica.

Grafico

Il pannello *Grafico* permette di personalizzare la visualizzazione della struttura rappresentata a video.

Esso è composto da sei color picker e da quattro check box.

Schemi strutturali

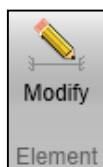


La sezione *Schemi strutturali* è quella in cui si definiscono i coefficienti con cui calcolare le sollecitazioni agenti sugli gli elementi della struttura.

La sezione è composta da tre pannelli tematici:

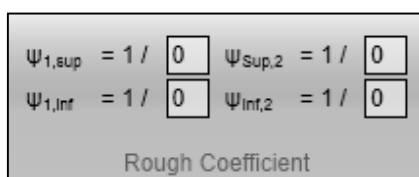
- *Elemento*;
- *Coefficienti*;
- *Grafico*.

Elemento



Con il tasto, presente su questo pannello, è possibile applicare le modifiche ai coefficienti degli schemi statici dell'elemento della struttura selezionato.

Coefficienti



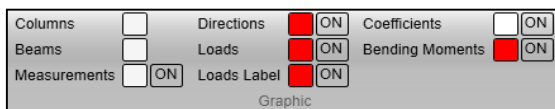
Il pannello *Coefficienti* permette di specificare i valori dei coefficienti degli schemi statici dell'elemento della struttura selezionato, in frazioni.

Il pannello è composta da quattro caselle di testo relative agli estremi della trave: i numeri 1 e 2 fanno riferimento ai due estremi dell'elemento. Nello specifico la numerazione dipende da come l'elemento è stato creato nel

piano. Di default per le travi l'estremo 1 coincide con l'estremo di sinistra ed il 2 con quello di destra.

- $\psi_{1,sup}$: valore del coefficiente relativo all'estremo superiore 1 della trave.
- $\psi_{1,inf}$: valore del coefficiente relativo all'estremo inferiore 1 della trave.
- $\psi_{2,sup}$: valore del coefficiente relativo all'estremo superiore 2 della trave.
- $\psi_{2,inf}$: valore del coefficiente relativo all'estremo inferiore 2 della trave.

Grafico



Il pannello *Grafico* permette di personalizzare

la visualizzazione della struttura rappresentata a video.

Esso è composto da otto color picker e da sei check box.

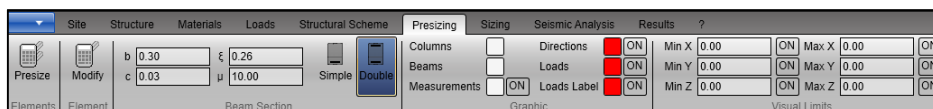
Costola tematica

I raggruppamenti utilizzati nella sezione sono due:

Loads		
Structural Permanent Loads	0.00	[kN/m] (G_{1k})
Non Structural Permanent Loads	0.00	[kN/m] (G_{2k})
Variable Loads	0.00	[kN/m] (Q_k)
Fundamental Unfavorable Combination	0.00	[kN/m] (SLU_1)
Element Load	0.00	[kN] (q)
Bending Moments		
Node 1 Upper Bending Moment	0.00	[kNm] ($M_{sup,1}$)
Node 2 Upper Bending Moment	0.00	[kNm] ($M_{sup,2}$)
Node 1 Lower Bending Moment	0.00	[kNm] ($M_{inf,1}$)
Node 2 Lower Bending Moment	0.00	[kNm] ($M_{inf,2}$)

- *carichi*, contenente le informazioni sui valori dei carichi agenti sull'elemento.
- *momenti* che raggruppa le informazioni relative alle sollecitazioni calcolate secondo i coefficienti impostati per ogni elemento selezionato.

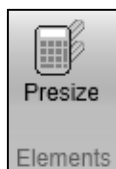
Predimensionamento



La sezione *Predimensionamento* è quella in cui si definiscono le grandezze con cui dimensionare le sezioni degli elementi travi della struttura. La sezione è composta dai seguenti pannelli tematici:

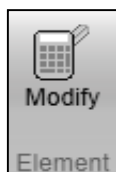
- *Elementi*;
- *Elemento*;
- *Sezione trave*;
- *Grafico*.

Elementi



Tramite tale pannello è possibile predimensionare tutti gli elementi della struttura insieme. Il pulsante *Predimensiona* calcola la sezione a tutti gli elementi della struttura.

Elemento



Una volta effettuato il predimensionamento potrebbe essere necessario apportare delle modifiche all'elemento, cosa che può essere fatta in questa fase.

Sezione

Il pannello *Sezione* permette di impostare i valori della sezione da utilizzare nel predimensionamento degli elementi della struttura.

Il pannello è composta da quattro caselle di testo:

- b base della sezione;
- c copriferro della sezione;
- ξ affondamento dell'asse neutro adimensionalizzato della sezione;
- μ duttilità della sezione.

e da due pulsanti:

- *Semplice* che permette di considerare una configurazione della sezione a semplice armatura.
- *Doppia* che considera una configurazione dei ferri della sezione a doppia armatura.

Costola tematica

I raggruppamenti presenti in questa costola tematica sono due:

Geometry			
Base	<input type="text"/>	[m]	(b)
Height	<input type="text"/>	[m]	(h)
Cover	<input type="text"/>	[m]	(c)
Distance From Compressed Fiber	<input type="text"/>	[m]	(d)
Node 1 Upper Bars Area	<input type="text"/>	[mm ²]	(A _{sup,1})
Node 1 Lower Bars Area	<input type="text"/>	[mm ²]	(A _{inf,1})
Node 2 Upper Bars Area	<input type="text"/>	[mm ²]	(A _{sup,2})
Node 2 Lower Bars Area	<input type="text"/>	[mm ²]	(A _{inf,2})
External Actions			
Node 1 Upper Design Bending Moment	<input type="text"/>	[kNm]	(M _{sd,1})
Node 1 Lower Design Bending Moment	<input type="text"/>	[kNm]	(M _{sd,r,1})
Node 2 Upper Design Bending Moment	<input type="text"/>	[kNm]	(M _{sd,2})
Node 2 Lower Design Bending Moment	<input type="text"/>	[kNm]	(M _{sd,r,2})

- *geometria* contenente le informazioni della sezione predimensionata, quali la base, l'altezza ed i valori delle aree dei ferri calcolati.
- *sollecitazioni* riporta i valori dei momenti flettenti superiore ed inferiore per ogni estremo dell'elemento selezionato.

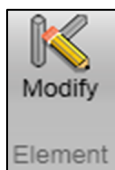
Dimensionamento



La sezione *Dimensionamento* è quella in cui si definiscono le grandezze finali delle sezioni degli elementi travi della struttura. La sezione si compone di tre pannelli tematici:

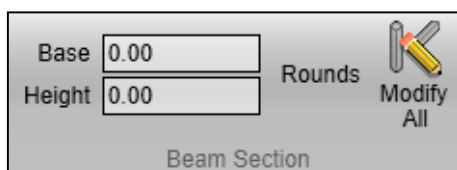
- *Elemento*;
- *Sezione trave*;
- *Armature*.

Elemento



Il questo pannello, tramite il pulsante *Modifica*, è possibile correggere i valori delle sezioni precedentemente predimensionati.

Sezione



Selezionata una trave del telaio nel pannello *Sezione* si leggeranno nelle caselle di testo:

- *Base*: il valore della base della sezione;

- *Altezza*: il valore dell'altezza della sezione.

Di conseguenza potranno essere utilizzati i pulsanti:

- *Arrotonda*: per arrotondare i valori di base ed altezza della sezione.
- *Modifica tutto*: per apportare eventuali modifiche ai valori dell'elemento selezionato.

Armature

Nel pannello *Armature* è possibile modificare la quantità di armatura restituita in fase di dimensionamento.

Number of Right Upper Bars	<input type="text" value="0"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	 Modify All
Number of Right Lower Bars	<input type="text" value="0"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	
Number of Left Upper Bars	<input type="text"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	
Number of Left Lower Bars	<input type="text"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	

Bars

Nel pannello troviamo:

- quattro caselle di testo in cui modificare le armature ai due estremi della trave positive e negative:
 - *numero di barre superiore destro*;
 - *numero di barre inferiore destro*;
 - *numero di barre superiore sinistro*;
 - *numero di barre inferiore sinistro*;
- quattro file di radio button:
 - *fila 1* permette di impostare il diametro delle barre da utilizzare come armatura nell'estremo destro inferiore della sezione predimensionata;
 - *fila 2* permette di impostare il diametro delle barre da utilizzare come armatura nell'estremo destro inferiore della sezione predimensionata;

- *fila 3* permette di impostare il diametro delle barre da utilizzare come armatura nell'estremo sinistro superiore della sezione predimensionata;
 - *fila 4* permette di impostare il diametro delle barre da utilizzare come armatura nell'estremo sinistro inferiore della sezione predimensionata.
- un pulsante:
- *modifica tutto*, modifica i valori dell'armatura a tutti gli elementi della struttura.

Costola tematica

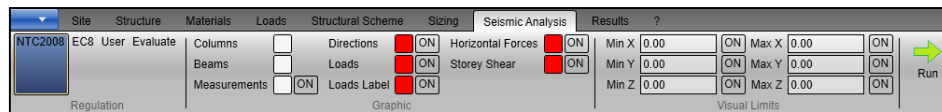
I raggruppamenti utilizzati in questa costola tematica sono due:

Beam		
Base	[m]	(b)
Height	[m]	(h)
Cover	[m]	(c)
Distance From Compressed Fiber	[m]	(d)
Node 1 Upper Bars Area	[mm ²]	(A _{sup,1})
Node 1 Lower Bars Area	[mm ²]	(A _{inf,1})
Node 2 Upper Bars Area	[mm ²]	(A _{sup,2})
Node 2 Lower Bars Area	[mm ²]	(A _{inf,2})
Effective Beam		
Base	[m]	(b)
Effective Height	[m]	(h)
Cover	[m]	(c)
Distance From Compressed Fiber	[m]	(d)
Node 1 Effective Bars in Tension Area	[mm ²]	(A _{s,1})
Node 1 Effective Bars in Compression Area	[mm ²]	(A' _{s,1})
Node 1 Neutral Axis Deep	[m]	(x)
Node 1 Lower Resistant Bending Moment	[kNm]	(M _{Res,1})
Node 1 Upper Resistant Bending Moment	[kNm]	(M _{Res,1})
Node 1 Lower Design Bending Moment	[kNm]	(M _{Std,1})
Node 1 Upper Design Bending Moment	[kNm]	(M _{Std,1})
Node 1 Ductility	(μ)	
Node 2 Effective Bars in Tension Area	[mm ²]	(A _{s,2})
Node 2 Effective Bars in Compression Area	[mm ²]	(A' _{s,2})
Node 2 Neutral Axis Deep	[m]	(x)
Node 2 Lower Resistant Bending Moment	[kNm]	(M _{Res,2})
Node 2 Upper Resistant Bending Moment	[kNm]	(M _{Res,2})
Node 2 Lower Design Bending Moment	[kNm]	(M _{Std,2})
Node 2 Upper Design Bending Moment	[kNm]	(M _{Std,2})
Node 2 Ductility	(μ)	

- *Trave*: contenente tutte le informazioni sulla geometria della sezione della trave, quali la base, l'altezza ed i valori delle aree dei ferri calcolati.
- *Trave effettiva*: raggruppa le informazioni relative alla sezione modificata dalle esigenze dell'utente. In tale sezione si ritrovano le informazioni riguardanti la geometria della sezione, i momenti sollecitanti e resistenti per ogni estremo e la duttilità effettiva per ogni estremo dell'elemento.

Analisi sismica

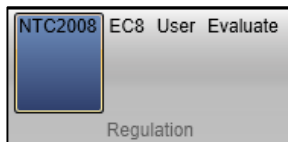
La sezione *Analisi sismica* è quella in cui si seleziona la normativa da utilizzare per il calcolo delle forze sismiche equivalenti agenti sulla struttura.



La sezione è composta da pannelli tematici e da un pulsante:

- *Normativa;*
- *Grafico;*
- *Lancia.*

Normativa



Il pannello *Normativa* permette di selezionare il tipo di codice da utilizzare per il calcolo dello spettro di progetto della struttura.

Nella versione del programma proposta, la scelta può essere effettuata tra:

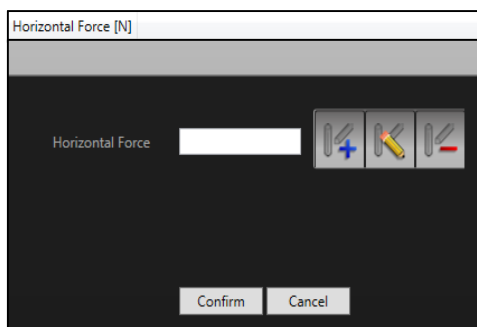
- *NTC2008;*
- *EC8.*

Ci sono, inoltre, due pulsanti:

- *Utente;*
- *Valutazione.*

Pulsante *Utente*

Cliccando su questo pulsante si apre la seguente mascherina:



In questa sezione l'utente può inserire, modificare o eliminare le forze sismiche agenti sul telaio analizzato.

Pulsante Lancia



Il pulsante *Lancia* permette di lanciare la routine di calcolo utilizzata per dimensionare la struttura in modo da ottenere un collasso di tipo globale.

Una volta premuto il pulsante, appare una finestra di dialogo che permette di indicare il percorso ed il nome da utilizzare per il salvataggio del file di input per la procedura.

Costola tematica

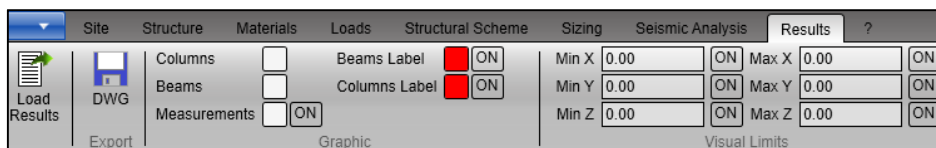
Nella costola tematica si trova un solo raggruppamento:

Seismic Analysis			
Peak Ground Acceleration	<input type="text"/>	[g]	(a_g)
Spectral Amplification Value	<input type="text"/>	[]	(F_0)
Constant Velocity Start Period	<input type="text"/>	[s]	(T_c^*)
Fundamental Period	<input type="text"/>	[s]	(T_1)
Storey Shear	<input type="text"/>	[kN]	(F_h)

- *Analisi sismica* contenente le informazioni sui parametri calcolati per la definizione dello spettro di progetto della struttura.

Risultati

La sezione *Risultati* è quella in cui si visualizzano gli output ottenuti dalla procedura di calcolo.



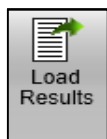
La sezione è composta da un pulsante:

- *Carica risultati.*

E dai pannelli tematici:

- *Esporta;*
- *Grafico.*

Pulsante Carica risultati



Il pulsante *Carica risultati* permette caricare i risultati ottenuti dalla procedura di calcolo. Una volta premuto il pulsante, appare una finestra di dialogo che permette di indicare il percorso ed il nome del file contenente i dati derivanti dalla procedura di calcolo esterna.

Esporta



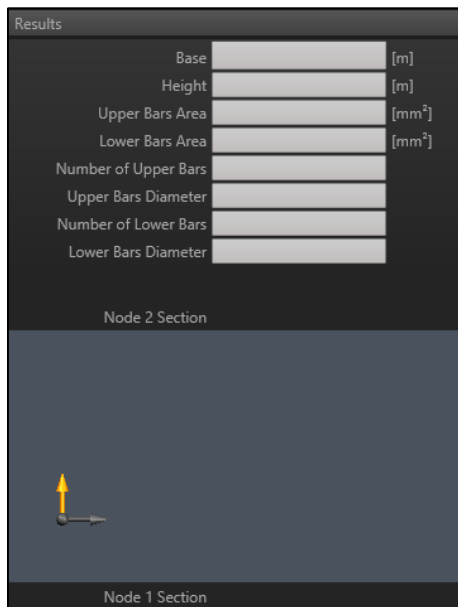
Il pannello permette di selezionare il tipo di file da generare per esportare i dati in forma grafica.

Il pannello è composta da un pulsante:

- *DWG* che genera un file con estensione .dwg, contenente la struttura, con la sua geometria e con le sezioni per ogni elemento sia orizzontale che verticale.

Costola tematica

Nella costola tematica ritroviamo la sezione:



- *Risultati* che raggruppa le informazioni sulla geometria della sezione dell'elemento selezionato, quali la base, l'altezza e le armature.

Nella parte inferiore, sono presenti, inoltre, delle finestre in cui è possibile visualizzare la disposizione delle armature all'interno della sezione, una per ogni estremo dell'elemento selezionato.

Come fare per...

Aggiungere un pilastro

Per aggiungere un elemento di tipo pilastro è sufficiente seguire i seguenti punti:

- 1) selezionare il tipo di elemento da aggiungere cliccando sul selettore *Pilastro*, nel caso esso non sia già selezionato;
- 2) inserire nelle apposite caselle di testo contrassegnate con la scritta $x1$, $x2$, $z1$ e $z2$ le coordinate di inizio e fine dell'elemento;
- 3) cliccare sul tasto *Aggiungi*.

Aggiungere una trave

Per aggiungere un elemento di tipo trave è sufficiente seguire i seguenti punti:

- 1) selezionare il tipo di elemento da aggiungere cliccando sul selettore *Trave*, nel caso esso non sia già selezionato;
- 2) inserire nelle apposite caselle di testo contrassegnate con la scritta $x1$, $x2$, $z1$ e $z2$ le coordinate di inizio e fine dell'elemento;
- 3) cliccare sul tasto *Aggiungi*.

Aggiungere un controvento (metodo numerico)

Per aggiungere un elemento di tipo controvento è sufficiente seguire i seguenti punti:

- 1) selezionare il tipo di elemento da aggiungere cliccando sul selettore *Controvento*, nel caso esso non sia già selezionato;
- 2) inserire nelle apposite caselle di testo contrassegnate con la scritta $x1$, $x2$, $z1$ e $z2$ le coordinate di inizio e fine dell'elemento;
- 3) inserire nelle apposite caselle di testo contrassegnate con la scritta E, resistenza e ... i valori del modulo di Young, del..... dell'elemento;
- 4) cliccare sul tasto *Aggiungi*.

Aggiungere un controvento (metodo grafico)

Per aggiungere un elemento di tipo controvento è sufficiente seguire i seguenti punti:

- 1) selezionare il tipo di elemento da aggiungere cliccando sul selettore *Controvento*, nel caso esso non sia già selezionato;
- 2) inserire nelle apposite caselle di testo contrassegnate con la scritta E, resistenza e ... i valori del modulo di Young, del..... dell'elemento;
- 3) posizionare il mouse vicino ad un nodo precedentemente disegnato tramite l'inserimento di una trave o di un pilastro.

N.B. per ottenere lo snap del punto è necessario non posizionare il mouse su alcun elemento;

- 4) Premere il tasto sinistro del mouse e senza rilasciare spostare il mouse fino al punto finale a cui si intende agganciare l'elemento;
- 5) Una volta ottenuto il punto di snap, tramite la comparsa di un marker rosso, rilasciare il pulsante sinistro del mouse.

Generare una maglia regolare

Per generare una serie di elementi connessi tra loro che formano una maglia regolare è sufficiente seguire i seguenti punti:

- 1) selezionare il selettore *Maglia*, nel caso esso non sia già selezionato;
- 2) inserire nelle apposite caselle di testo contrassegnate con la scritta x_0 e z_0 le coordinate del punto da cui si vuole far partire la generazione della maglia;
- 3) inserire nelle apposite caselle di testo contrassegnate con la scritta campata X e altezza di piano i valori della campata tra i pilastri e l'altezza di piano utilizzati per generare la maglia;
- 4) cliccare sul tasto *Genera*.

Generare una maglia pseudo-regolare

Per generare una serie di elementi connessi tra loro che formano una maglia pseudo-regolare è sufficiente seguire i seguenti punti:

- 1) selezionare il selettore *Maglia*, nel caso esso non sia già selezionato;
- 2) cliccare sul pulsante *Generatore* per aprire l'apposita finestra;
- 3) nella nuova finestra basterà inserire in ordine i valori delle altezze piano da utilizzare per la generazione della maglia;
- 4) nella nuova finestra inserire in ordine i valori di lunghezza delle campate da utilizzare per la generazione della maglia;
- 5) cliccare sul tasto *Genera* per chiudere la finestra e generare la maglia.

Modificare un pilastro

Per modificare un elemento di tipo pilastro è sufficiente seguire i seguenti punti:

- 1) selezionare il pilastro da modificare cliccandoci sopra con il mouse;
- 2) modificare nelle apposite caselle di testo contrassegnate con la scritta x_1 , x_2 , z_1 e z_2 le coordinate di inizio e fine dell'elemento;
- 3) cliccare sul tasto "Modifica" per rendere effettive le modifiche.

Modificare una trave

Per modificare un elemento di tipo trave è sufficiente seguire i seguenti punti:

- 1) selezionare la trave da modificare cliccandoci sopra con il mouse;
- 2) modificare nelle apposite caselle di testo contrassegnate con la scritta x_1 , x_2 , z_1 e z_2 le coordinate di inizio e fine dell'elemento;
- 3) cliccare sul tasto *Modifica* per rendere effettive le modifiche.

Modificare un controvento

Per modificare un elemento di tipo controvento è sufficiente seguire i seguenti punti:

- 1) selezionare il controvento da modificare cliccandoci sopra con il mouse;
- 2) modificare nelle apposite caselle di testo i valori che caratterizzano l'elemento in questione;
- 3) cliccare sul tasto *Modifica* per rendere effettive le modifiche.

*Eliminare un pilastro **

Per eliminare un elemento di tipo pilastro è sufficiente seguire i seguenti punti:

- 1) selezionare l'elemento da eliminare cliccandoci sopra con il mouse;
- 2) cliccare sul tasto *Elimina*.

*Eliminare una trave **

Per eliminare un elemento di tipo trave è sufficiente seguire i seguenti punti:

- 1) selezionare l'elemento da eliminare cliccandoci sopra con il mouse;
- 2) cliccare sul tasto *Elimina*.

*Eliminare un controvento **

Per eliminare un pilastro è sufficiente seguire i seguenti punti:

- 1) selezionare l'elemento da eliminare cliccandoci sopra con il mouse;
- 2) cliccare sul tasto *Elimina*.

*** Selezionando un elemento e premendo il tasto cancella si avrà l'impressione di aver eliminato l'elemento in quanto non più visibile. Tuttavia esso non risulta eliminato dalla lista di elementi ed alla prima occasione verrà ridisegnato a video.**

Impostare un carico su una trave

Per impostare un carico su un elemento trave è sufficiente seguire i seguenti punti:

- 1) selezionare l'elemento da caricare cliccandoci sopra con il mouse;
- 2) impostare il valore di G_1 ;
- 3) impostare il valore di G_2 ;
- 4) impostare il valore di Q ;
- 5) impostare il valore della *luce* trasversale;
- 6) impostare il valore del coefficiente ψ ;
- 7) cliccare sul pulsante *Aggiungi*.

Modificare un carico su una trave

Per modificare un carico su un elemento trave è sufficiente seguire i seguenti punti:

- 1) selezionare l'elemento da caricare cliccandoci sopra con il mouse;
- 2) modificare il valore di G_1 ;
- 3) modificare il valore di G_2 ;
- 4) modificare il valore di Q ;
- 5) modificare il valore della *luce* trasversale;
- 6) modificare il valore del coefficiente ψ ;
- 7) cliccare sul pulsante *Modifica*.

Eliminare un carico su una trave

Per eliminare un carico su un elemento trave è sufficiente seguire i seguenti punti:

- 1) selezionare l'elemento da caricare cliccandoci sopra con il mouse;
- 2) cliccare sul pulsante *Rimuovi*.

Modificare il materiale di un elemento

Per modificare il materiale costituente un elemento è sufficiente seguire i seguenti punti:

- 1) selezionare l'elemento da caricare cliccandoci sopra con il mouse;
- 2) modificare il grado del calcestruzzo o dell'acciaio;
- 3) cliccare sul pulsante *Modifica*.

F.A.Q.

Q. È possibile modificare una maglia?

A. Una maglia non è un elemento strutturale ma una configurazione di elementi connessi tra loro, pertanto è possibile intervenire sulle proprietà di ogni elemento selezionandolo e modificandone i valori.

Bibliografia

- [1] R. Conte, Tesi di laurea: "Sviluppo di un'interfaccia grafica per la progettazione di telai in cemento armato che presentano un meccanismo di collasso di tipo globale", Settembre 2016.
- [2] NTC 2008: "Norme tecniche per le Costruzioni", adottate con il D.M. del 14 gennaio 2008 e pubblicate sul S.O. n. 30 alla G.U. n.29 del 04/02/2008.
- [3] EN 1998-1: "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: general Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings", CEN, 2004.

CONCLUSIONI

Il lavoro di ricerca presentato riguarda l'applicazione della Teoria del Controllo del Meccanismo di collasso Plastico alle strutture intelaiate in c.a. Tale metodologia si basa sull'estensione del teorema cinematico al concetto di curva di equilibrio del meccanismo. Essa permette di valutare la somma dei momenti plastici richiesti alle colonne di ciascun piano con lo scopo di favorire lo sviluppo di un meccanismo di collasso globale.

La sua validità è stata dimostrata tramite l'esposizione dei risultati delle analisi non lineari sia statiche che dinamiche, le quali hanno effettivamente evidenziato uno sviluppo delle cerniere plastiche in completo accordo con un cinematismo di tipo globale.

Pertanto, la TPMC rappresenta un facile e valido approccio generale al progetto sismico delle strutture, offrendo la capacità di controllare la tipologia di collasso delle strutture. La forza della teoria è costituita proprio dal teorema cinematico del collasso plastico e dall'analisi rigido-plastica del secondo ordine.

Al contrario, i criteri di gerarchia, riportati nei diversi codici normativi, non possono che essere considerati come un'applicazione approssimata dei principi del capacity design in quanto non sono sufficienti a garantire i medesimi risultati.

Le analisi non lineari condotte con riferimento a telai progettati secondo Eurocodice 8, hanno mostrato un collasso secondo meccanismi di tipo parziale. Si deduce, quindi, che tali criteri risultano sicuramente necessari per evitare comportamenti fragili delle strutture ma non sufficienti ad avere un perfetto controllo del meccanismo di collasso.

E ancora, il confronto economico condotto sulle due metodologie progettuali, ha mostrato come gli incrementi di costo per la realizzazione delle strutture secondo TPMC siano piuttosto contenuti e comunque da rapportare con livelli prestazionali della struttura, in termini di dissipazione dell'energia sismica in ingresso, rilevanti.

Poiché l'utilizzo dell'intera riserva plastica della struttura comporta l'impossibilità, in seguito all'evento stesso, di riutilizzarla, come ulteriore sviluppo della ricerca, si è pensato di approfondire le potenzialità della teoria a meccanismo controllato, inserendo nella struttura, e quindi nella procedura di progettazione, dei sistemi dissipativi ausiliari.

Questo approccio consente di ridurre il danneggiamento degli elementi strutturali principali, concentrando la dissipazione supplementare dell'energia sismica in ingresso in particolari dispositivi.

L'obiettivo è quello di garantire sempre lo sviluppo di un meccanismo di collasso globale tenendo conto però del contributo supplementare dei dissipatori. In quest'ottica si può pensare di governare il meccanismo di collasso a seconda delle esigenze, prediligendo magari il recupero della struttura in seguito all'evento sismico piuttosto che il completo sfruttamento delle riserve di duttilità.

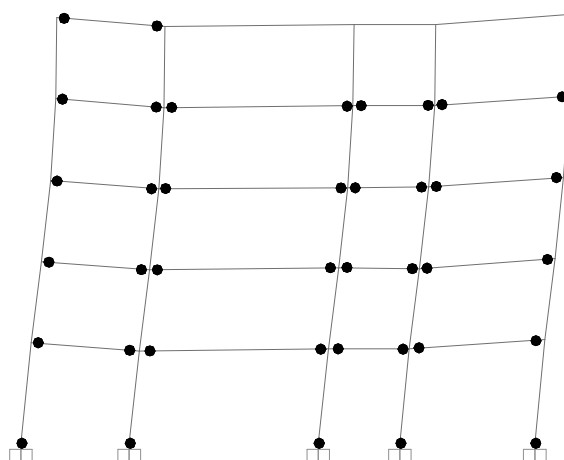
Risulta facile comprendere l'innovatività che scaturisce dalla possibilità di poter controllare e quindi ottimizzare la dissipazione supplementare dell'energia, mediante una procedura razionale seppur di facile applicazione, estendibile a tutti i telai in c.a., con la necessità di indagare i risultati anche da un punto di vista economico.

APPENDICE A

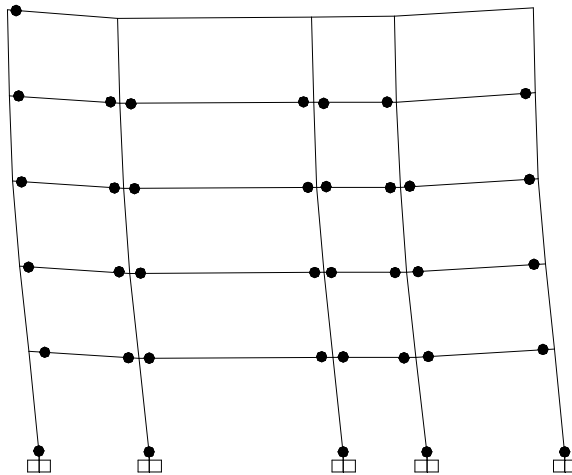
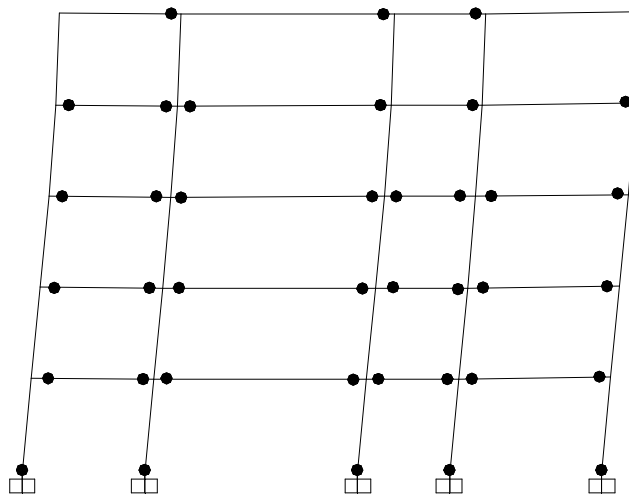
In questa sezione si riportano le distribuzioni delle cerniere plastiche per il secondo caso studio, costituito dal telaio di quattro campate, cinque piani con campate di 4-7-3-5 metri.

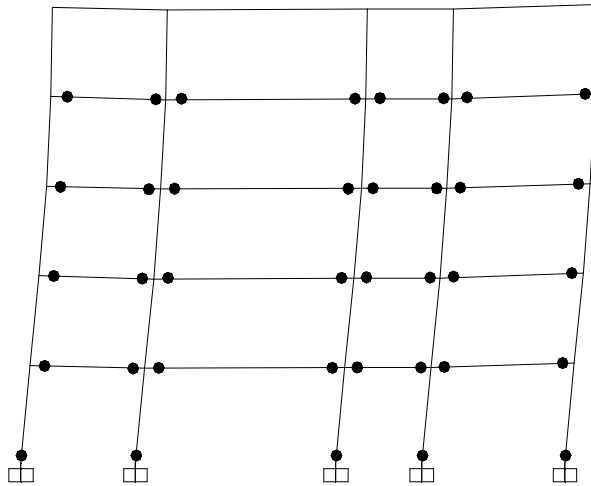
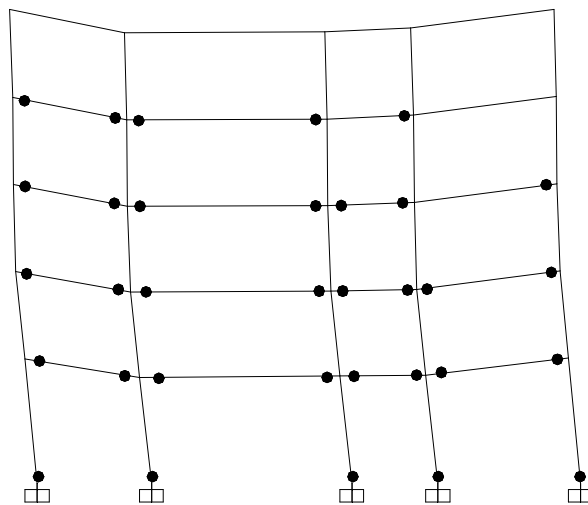
Il progetto, eseguito secondo la TPMC, è stato discusso al capitolo 4.

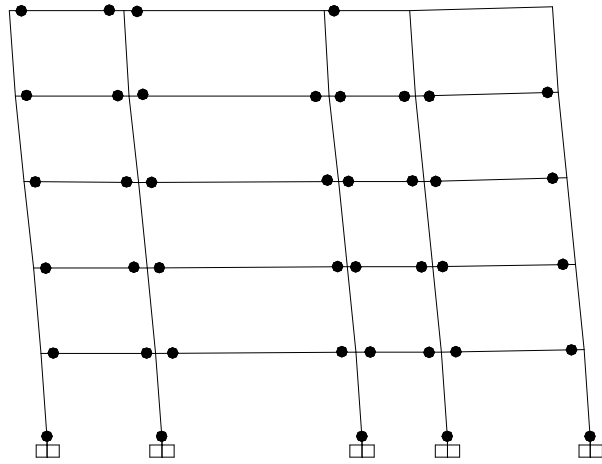
Nelle figure successive è possibile osservare la distribuzione delle cerniere, per ciascun terremoto, in corrispondenza del corrispettivo valore di $S_a/g (T_1)$ per il quale il telaio raggiunge la condizione di collasso.



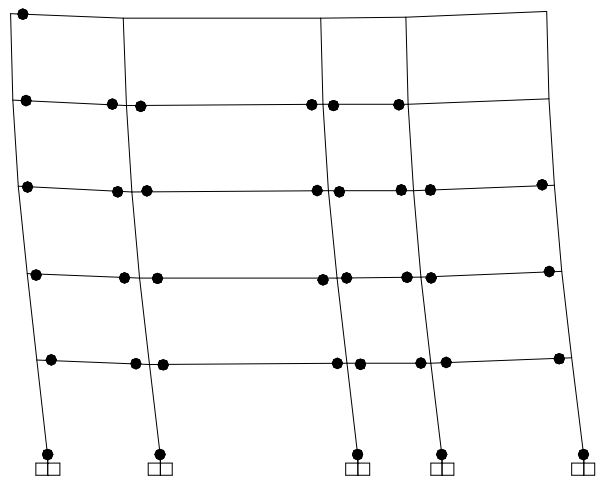
$$\text{KOBE } S_a(T_1) = 1.25g$$

NORTHRIDGE $S_a(T_1) = 2.09g$ PALM SPRINGS $S_a(T_1) = 1.70g$

SANTA BARBARA $S_a(T_1) = 1.23g$ SPITAK ARMENIA $S_a(T_1) = 0.85g$



TURKEY $S_a(T_1) = 2.30g$



VICTORIA MEXICO $S_a(T_1) = 1.05g$

B.1 Travi

Le travi sono assunte sempre uguali per tutte le strutture.

PIANO	TRAVE	ESTREMI	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
TIPO	A	1-7	40	40	6	φ 16	3	φ 16
	A	8	40	40	6	φ 16	3	φ 16
	B	2-6	40	50	6	φ 16	4	φ 16
	B	9	40	50	7	φ 20	4	φ 16
	A	3-5	40	40	6	φ 16	3	φ 16
	A	4	40	40	6	φ 16	3	φ 16
	C	1-3	40	30	6	φ 16	3	φ 16
	C	2	40	30	6	φ 16	3	φ 16
	D	8-4	70	22	6	φ 16	3	φ 16
	D	9	70	22	6	φ 16	3	φ 16
	C	7-5	40	30	6	φ 16	3	φ 16
	C	6	40	30	6	φ 16	3	φ 16

Tabella B.1: Sezioni delle travi al piano tipo per struttura di 2 piani

PIANO	TRAVE	ESTREMI	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
COPERTURA	A	1-7	40	30	4	φ 16	4	φ 16
	A	8	40	30	4	φ 16	4	φ 16
	B	2-6	40	50	4	φ 16	3	φ 16
	B	9	40	50	5	φ 20	3	φ 16
	A	3-5	40	30	4	φ 16	4	φ 16
	A	4	40	30	4	φ 16	4	φ 16
	C	1-3	40	30	4	φ 16	3	φ 16
	C	2	40	30	4	φ 16	3	φ 16
	D	8-4	70	22	4	φ 16	3	φ 16
	D	9	70	22	4	φ 16	3	φ 16
	C	7-5	40	30	4	φ 16	3	φ 16
	C	6	40	30	4	φ 16	3	φ 16

Tabella B.2: Sezioni delle travi al piano di copertura per struttura di 2 piani

B.1.1. Pilastri struttura 2 piani

B.1.1.1. Progetto secondo EC8

PIANO	COLONNE 1-3-5-7	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	40	40	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			3	φ 22	3	φ 22
2°	lungo x	40	40	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			3	φ 22	3	φ 22

PIANO	COLONNE 2-6	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	40	40	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			3	φ 22	3	φ 22
2°	lungo x	40	40	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			3	φ 22	3	φ 22

PIANO	COLONNE 4-8	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	40	40	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
2°	lungo x	40	40	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22

PIANO	COLONNA 9	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	40	40	3	φ 26	3	φ 26
	lungo y			5	φ 26	5	φ 26
2°	lungo x	40	40	3	φ 26	3	φ 26
	lungo y			5	φ 26	5	φ 26

Tabella B.3: Sezioni delle colonne progettate secondo EC8, per struttura di 2 piani

B.1.1.2. Progetto secondo TPMC

PIANO	COLONNE 1-3-5-7	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	30	30	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22
2°	lungo x	30	30	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22

PIANO	COLONNE 2-6	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	30	50	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			6	φ 22	6	φ 22
2°	lungo x	30	40	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			6	φ 22	6	φ 22

PIANO	COLONNE 4-8	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	30	30	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22
2°	lungo x	30	30	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22

PIANO	COLONNA 9	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	40	30	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22
2°	lungo x	40	30	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22

Tabella B.4: Sezioni delle colonne progettate secondo TPMC, per struttura di 2 piani

B.1.2. Pilastri struttura 4 piani

B.1.2.1. Progetto secondo EC8

PIANO	COLONNE 1-3-5-7	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	50	50	9	φ 22	9	φ 22
	lungo y			6	φ 22	6	φ 22
2°	lungo x	50	50	9	φ 22	9	φ 22
	lungo y			6	φ 22	6	φ 22
3°	lungo x	40	40	6	φ 22	6	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22
4°	lungo x	40	40	5	φ 22	5	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22

PIANO	COLONNE 2-6	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	50	60	9	φ 26	9	φ 26
	lungo y			4	φ 26	4	φ 26
2°	lungo x	50	60	9	φ 26	9	φ 26
	lungo y			4	φ 26	4	φ 26
3°	lungo x	40	60	8	φ 22	8	φ 22
	lungo y			6	φ 22	6	φ 22
4°	lungo x	40	60	6	φ 22	6	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22

PIANO	COLONNE 4-8	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	60	50	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			7	φ 22	7	φ 22
2°	lungo x	60	50	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			7	φ 22	7	φ 22
3°	lungo x	60	40	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
4°	lungo x	60	40	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22

PIANO	COLONNA 9	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	60	60	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			8	φ 22	8	φ 22
2°	lungo x	60	60	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			8	φ 22	8	φ 22
3°	lungo x	50	50	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			7	φ 22	7	φ 22
4°	lungo x	50	50	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			7	φ 22	7	φ 22

Tabella B.5: Sezioni delle colonne progettate secondo EC8, per struttura di 4 piani

B.1.2.2. Progetto secondo TPMC

PIANO	COLONNE 1-3-5-7	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	30	70	6	φ 26	6	φ 26
	lungo y			7	φ 26	7	φ 26
2°	lungo x	30	70	6	φ 26	6	φ 26
	lungo y			8	φ 26	8	φ 26
3°	lungo x	30	70	6	φ 26	6	φ 26
	lungo y			8	φ 26	8	φ 26
4°	lungo x	30	40	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			3	φ 26	3	φ 26

PIANO	COLONNE 2-6	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	40	90	5	φ 26	5	φ 26
	lungo y			6	φ 26	6	φ 26
2°	lungo x	40	60	6	φ 26	6	φ 26
	lungo y			9	φ 26	9	φ 26
3°	lungo x	40	60	6	φ 26	6	φ 26
	lungo y			9	φ 26	9	φ 26
4°	lungo x	30	60	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			6	φ 26	6	φ 26

PIANO	COLONNE 4-8	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	50	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			3	φ 26	3	φ 26
2°	lungo x	50	30	3	φ 26	3	φ 26
	lungo y			4	φ 26	4	φ 26
3°	lungo x	50	30	3	φ 26	3	φ 26
	lungo y			4	φ 26	4	φ 26
4°	lungo x	30	30	2	φ 26	2	φ 26
	lungo y			3	φ 26	3	φ 26

PIANO	COLONNA 9	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	50	30	3	φ 26	3	φ 26
	lungo y			3	φ 26	3	φ 26
2°	lungo x	50	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			6	φ 26	6	φ 26
3°	lungo x	50	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			6	φ 26	6	φ 26
4°	lungo x	40	30	3	φ 26	3	φ 26
	lungo y			4	φ 26	4	φ 26

Tabella B.6: Sezioni delle colonne progettate secondo TPMC, per struttura di 4 piani

B.1.3. Pilastrri struttura 6 piani

B.1.3.1. Progetto secondo EC8

PIANO	COLONNE 1-3-5-7	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	50	50	7	φ 22	7	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
2°	lungo x	50	50	7	φ 22	7	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
3°	lungo x	50	50	6	φ 22	6	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
4°	lungo x	40	40	5	φ 22	5	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
5°	lungo x	40	40	5	φ 22	5	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
6°	lungo x	40	40	5	φ 22	5	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22

PIANO	COLONNE 2-6	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	50	60	10	φ 22	10	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22
2°	lungo x	50	60	10	φ 22	10	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22
3°	lungo x	50	60	8	φ 22	8	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22
4°	lungo x	40	50	8	φ 22	8	φ 22
	lungo y			3	φ 22	3	φ 22
5°	lungo x	40	50	8	φ 22	8	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22
6°	lungo x	40	50	8	φ 22	8	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22

PIANO	COLONNE 4-8	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	60	50	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			6	φ 22	6	φ 22
2°	lungo x	60	50	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			6	φ 22	6	φ 22
3°	lungo x	60	50	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			6	φ 22	6	φ 22
4°	lungo x	50	40	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			6	φ 22	6	φ 22
5°	lungo x	50	40	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			6	φ 22	6	φ 22
6°	lungo x	50	40	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			6	φ 22	6	φ 22

Progettazione a meccanismo controllato di telai in c.a.

PIANO	COLONNA 9	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	60	60	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
2°	lungo x	60	60	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
3°	lungo x	60	60	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
4°	lungo x	50	50	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22
5°	lungo x	50	50	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22
6°	lungo x	50	50	3	φ 22	3	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22

Tabella B.7: Sezioni delle colonne progettate secondo EC8, per struttura di 6 piani

B.1.3.2. Progetto secondo TPMC

PIANO	COLONNE 1-3-5-7	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	40	90	6	φ 26	6	φ 26
	lungo y			7	φ 26	7	φ 26
2°	lungo x	40	90	6	φ 26	6	φ 26
	lungo y			8	φ 26	8	φ 26
3°	lungo x	40	70	6	φ 26	6	φ 26
	lungo y			8	φ 26	8	φ 26
4°	lungo x	40	70	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			3	φ 26	3	φ 26
5°	lungo x	30	70	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			3	φ 26	3	φ 26
6°	lungo x	30	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			3	φ 26	3	φ 26

PIANO	COLONNE 2-6	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	40	90	3	φ 26	3	φ 26
	lungo y			5	φ 26	5	φ 26
2°	lungo x	40	90	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			7	φ 26	7	φ 26
3°	lungo x	40	90	6	φ 26	6	φ 26
	lungo y			8	φ 26	8	φ 26
4°	lungo x	40	90	6	φ 26	6	φ 26
	lungo y			8	φ 26	8	φ 26
5°	lungo x	30	90	6	φ 26	6	φ 26
	lungo y			10	φ 26	10	φ 26
6°	lungo x	30	50	3	φ 26	3	φ 26
	lungo y			5	φ 26	5	φ 26

Progettazione a meccanismo controllato di telai in c.a.

PIANO	COLONNE 4-8	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	60	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			3	φ 26	3	φ 26
2°	lungo x	50	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			4	φ 26	4	φ 26
3°	lungo x	50	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			5	φ 26	5	φ 26
4°	lungo x	50	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			5	φ 26	5	φ 26
5°	lungo x	50	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			5	φ 26	5	φ 26
6°	lungo x	30	30	2	φ 26	2	φ 26
	lungo y			3	φ 26	3	φ 26

PIANO	COLONNA 9	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	60	30	4	φ 26	4	φ 22
	lungo y			4	φ 26	5	φ 22
2°	lungo x	50	30	3	φ 26	4	φ 22
	lungo y			4	φ 26	5	φ 22
3°	lungo x	50	30	4	φ 26	4	φ 22
	lungo y			5	φ 26	5	φ 22
4°	lungo x	50	30	4	φ 26	3	φ 22
	lungo y			5	φ 26	4	φ 22
5°	lungo x	50	30	3	φ 26	3	φ 22
	lungo y			5	φ 26	4	φ 22
6°	lungo x	40	30	3	φ 26	3	φ 22
	lungo y			4	φ 26	4	φ 22

Tabella B.8: Sezioni delle colonne progettate secondo TPMC, per struttura di 6 piani

B.1.4. Pilastri struttura 8 piani

B.1.4.1. Progetto secondo EC8

PIANO	COLONNE 1-3-5-7	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	60	60	12	φ 22	12	φ 22
	lungo y			8	φ 22	8	φ 22
2°	lungo x	60	60	12	φ 22	12	φ 22
	lungo y			8	φ 22	8	φ 22
3°	lungo x	60	60	7	φ 22	7	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
4°	lungo x	60	60	7	φ 22	7	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
5°	lungo x	50	50	7	φ 22	7	φ 22
	lungo y			6	φ 22	6	φ 22
6°	lungo x	50	50	7	φ 22	7	φ 22
	lungo y			6	φ 22	6	φ 22
7°	lungo x	50	50	7	φ 22	7	φ 22
	lungo y			6	φ 22	6	φ 22
8°	lungo x	50	50	7	φ 22	7	φ 22
	lungo y			6	φ 22	6	φ 22

PIANO	COLONNE 2-6	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	60	70	12	φ 26	12	φ 26
	lungo y			4	φ 26	4	φ 26
2°	lungo x	60	70	12	φ 26	12	φ 26
	lungo y			4	φ 26	4	φ 26
3°	lungo x	60	70	9	φ 22	9	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22
4°	lungo x	60	70	10	φ 22	10	φ 22
	lungo y			4	φ 22	4	φ 22
5°	lungo x	50	60	10	φ 22	10	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
6°	lungo x	50	60	10	φ 22	10	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
7°	lungo x	50	60	11	φ 22	11	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
8°	lungo x	50	60	11	φ 22	11	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22

PIANO	COLONNE 4-8	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	70	60	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			10	φ 22	10	φ 22
2°	lungo x	70	60	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			10	φ 22	10	φ 22
3°	lungo x	70	60	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			7	φ 22	7	φ 22
4°	lungo x	70	60	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			7	φ 22	7	φ 22
5°	lungo x	60	50	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			8	φ 22	8	φ 22
6°	lungo x	60	50	5	φ 22	5	φ 22
	lungo y			8	φ 22	8	φ 22
7°	lungo x	60	50	5	φ 22	5	φ 22
	lungo y			9	φ 22	9	φ 22
8°	lungo x	60	50	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			9	φ 22	9	φ 22

PIANO	COLONNA 9	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	70	70	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			8	φ 22	8	φ 22
2°	lungo x	70	70	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			8	φ 22	8	φ 22
3°	lungo x	70	70	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
4°	lungo x	70	70	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
5°	lungo x	60	60	4	φ 22	4	φ 22
	lungo y			6	φ 22	6	φ 22
6°	lungo x	60	60	7	φ 22	7	φ 22
	lungo y			5	φ 22	5	φ 22
7°	lungo x	60	60	6	φ 22	6	φ 22
	lungo y			7	φ 22	7	φ 22
8°	lungo x	60	60	5	φ 22	5	φ 22
	lungo y			7	φ 22	7	φ 22

Tabella B.9: Sezioni delle colonne progettate secondo EC8, per struttura di 8 piani

B.1.4.2. Progetto secondo TPMC

PIANO	COLONNE 1-3-5-7	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	40	100	8	φ 26	8	φ 26
	lungo y			10	φ 26	10	φ 26
2°	lungo x	40	100	8	φ 26	8	φ 26
	lungo y			10	φ 26	10	φ 26
3°	lungo x	40	100	8	φ 26	8	φ 26
	lungo y			12	φ 26	12	φ 26
4°	lungo x	40	100	10	φ 26	10	φ 26
	lungo y			15	φ 26	15	φ 26
5°	lungo x	40	100	10	φ 26	10	φ 26
	lungo y			15	φ 26	15	φ 26
6°	lungo x	40	80	8	φ 26	8	φ 26
	lungo y			12	φ 26	12	φ 26
7°	lungo x	40	70	6	φ 26	6	φ 26
	lungo y			8	φ 26	8	φ 26
8°	lungo x	30	40	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			4	φ 26	4	φ 26

PIANO	COLONNE 2-6	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	40	90	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			7	φ 26	7	φ 26
2°	lungo x	40	80	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			9	φ 26	9	φ 26
3°	lungo x	40	80	6	φ 26	6	φ 26
	lungo y			12	φ 26	12	φ 26
4°	lungo x	40	80	8	φ 26	8	φ 26
	lungo y			12	φ 26	12	φ 26
5°	lungo x	40	80	8	φ 26	8	φ 26
	lungo y			12	φ 26	12	φ 26
6°	lungo x	40	80	8	φ 26	8	φ 26
	lungo y			12	φ 26	12	φ 26
7°	lungo x	40	60	6	φ 26	6	φ 26
	lungo y			7	φ 26	7	φ 26
8°	lungo x	30	40	8	φ 26	8	φ 26
	lungo y			6	φ 26	6	φ 26

PIANO	COLONNE 4-8	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	70	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			4	φ 26	4	φ 26
2°	lungo x	70	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			4	φ 26	4	φ 26
3°	lungo x	70	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			6	φ 26	6	φ 26
4°	lungo x	70	30	5	φ 26	5	φ 26
	lungo y			6	φ 26	6	φ 26
5°	lungo x	70	30	6	φ 26	6	φ 26
	lungo y			8	φ 26	8	φ 26
6°	lungo x	70	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			6	φ 26	6	φ 26
7°	lungo x	60	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			6	φ 26	6	φ 26
8°	lungo x	40	30	3	φ 26	3	φ 26
	lungo y			4	φ 26	4	φ 26

PIANO	COLONNA 9	b cm	h cm	n° ferri superiori	diametri superiori	n° ferri inferiori	diametri inferiori
1°	lungo x	70	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			3	φ 26	3	φ 26
2°	lungo x	70	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			3	φ 26	3	φ 26
3°	lungo x	60	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			5	φ 26	5	φ 26
4°	lungo x	60	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			6	φ 26	6	φ 26
5°	lungo x	60	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			6	φ 26	6	φ 26
6°	lungo x	60	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			6	φ 26	6	φ 26
7°	lungo x	60	30	4	φ 26	4	φ 26
	lungo y			5	φ 26	5	φ 26
8°	lungo x	40	30	3	φ 26	3	φ 26
	lungo y			3	φ 26	3	φ 26

Tabella B.10: Sezioni delle colonne progettate secondo TPMC, per struttura di 8 piani

RINGRAZIAMENTI

Alla fine di tutte le esperienze della vita, specialmente quelle importanti, ci sono sempre dei ringraziamenti da fare. Pertanto voglio rivolgere un pensiero a tutte le persone che hanno condiviso con me questo percorso, arricchendolo, ciascuna a suo modo, non solo dal punto di vista professionale ma anche dal punto di vista umano.

Ringrazio, pertanto, il Prof. Rosario Montuori per tutta la disponibilità ed il sapere che mi ha trasmesso. Lo ritengo un uomo di grande onestà intellettuale e mi preme ringraziarlo per la fiducia e le opportunità che mi ha dato in questi anni di dottorato, caratterizzati da continui scambi di opinione, sempre interessanti ed edificanti.

Ma questi tre anni non sarebbero stati gli stessi senza tutti i miei compagni di avventura con i quali ho condiviso grandi momenti ma soprattutto una stanza, spesso sovraffollata, di circa 30 m².

Volevo lasciarti per ultima... ma non posso non ringraziare prima di tutto te: la "mia Antonellina" (perché a differenza di quanto dicono tutti, solo io posso chiamarti così!!!). Non ci conoscevamo prima di questa esperienza ma in questi anni sei diventata per me, non una collega ma una vera e propria amica. Senza di te non sarebbe stata la stessa cosa, ci siamo sostenute e abbiamo saputo ridere anche nei momenti di disperazione. Neanche la lontananza fisica ha affievolito il nostro legame, anzi, mi sei stata vicina più che mai, quindi spero di conservare questa amicizia nel tempo perché sei una persona speciale, ti stimo moltissimo non solo come persona ma anche come ingegnere e sono fortunata di averti incontrata.

Spero che l'aver ringraziato per prima Antonellina non abbia offeso l'illustre "Ing. Lamberti" (sappi che questa cosa te la farò pesare per sempre). Ringrazio Marco per le risate che hanno saputo rendere meno

Ringraziamenti

pesanti diverse giornate di lavoro. Sei stato anche un piacevole compagno di studi durante il corso di inglese, nonostante i richiami che mi facevi prendere dall'insegnante!!! Sei una bella persona e ti auguro il meglio.

Un grande grazie va ad Agostina che fin da subito ha saputo fare squadra. Sei una persona attenta, non ti sfugge nulla, nemmeno il più piccolo dettaglio. Osservi le persone e sai capirle dagli atteggiamenti ed è una caratteristica rara, una prerogativa preziosa che non tutti hanno. Ti ringrazio per le continue premure che hai sempre avuto nei miei confronti.

E ancora, ringrazio Elide per i nostri confronti in materia di ricerca e non solo, spesso durante delle bellissime e piacevoli passeggiate nei giardini dell'università, con lo scopo di sgranchire le gambe e alleggerire un po' la mente.

Grazie ad Ada, a cui devo la mia sopravvivenza nella prima settimana in America, senza di te non so come avrei fatto.

"Volente e non dolente" (cit. Perri) le giornate ad Unisa non sarebbero state le stesse senza le perle di saggezza e le citazioni memorabili di Francesco, senza i gusti musicali assurdi di Massimo, i gusti musicali ancora più assurdi di Elena, senza le lezioni di arabo di Jamil a cui auguro ogni bene di questo mondo e di poter riabbracciare presto la sua famiglia e senza le paste di mandorle del siciliano/triestino/campano e chissà cos'altro Corrado (i cui gusti culinari rimangono comunque discutibili).

Resteranno indimenticabili i nostri pranzi al Chioschetto di Fisciano i cui tempi di cottura e preparazione ci hanno permesso di fare delle sfide memorabili al biliardino.

Poche righe non bastano per ringraziarvi nel modo giusto ma sappiate che ognuno di voi ha contribuito a rendere speciale e unici questi anni.

Un doveroso ringraziamento va alla mia famiglia e a Diego che hanno sempre condiviso e soprattutto incoraggiato tutte le mie scelte di vita.

Ringraziamenti

Vi ringrazio perché mi avete supportata ma più che altro sopportata in questi anni, sono sempre più convinta che senza i buoni valori che mi avete trasmesso ed i grandi esempi che siete stati per me non sarei la persona che sono oggi.

Grazie a tutti!!!