

Corso di aggiornamento

Edifici esistenti
in cemento armato

Teramo, 16-17 novembre 2007

Aurelio Ghersi

Calcolo

procedimenti e applicazioni numeriche

Conoscenza dell'edificio

Non è stato recuperato il progetto

Geometria:

- Si effettua un rilievo completo

Dettagli costruttivi:

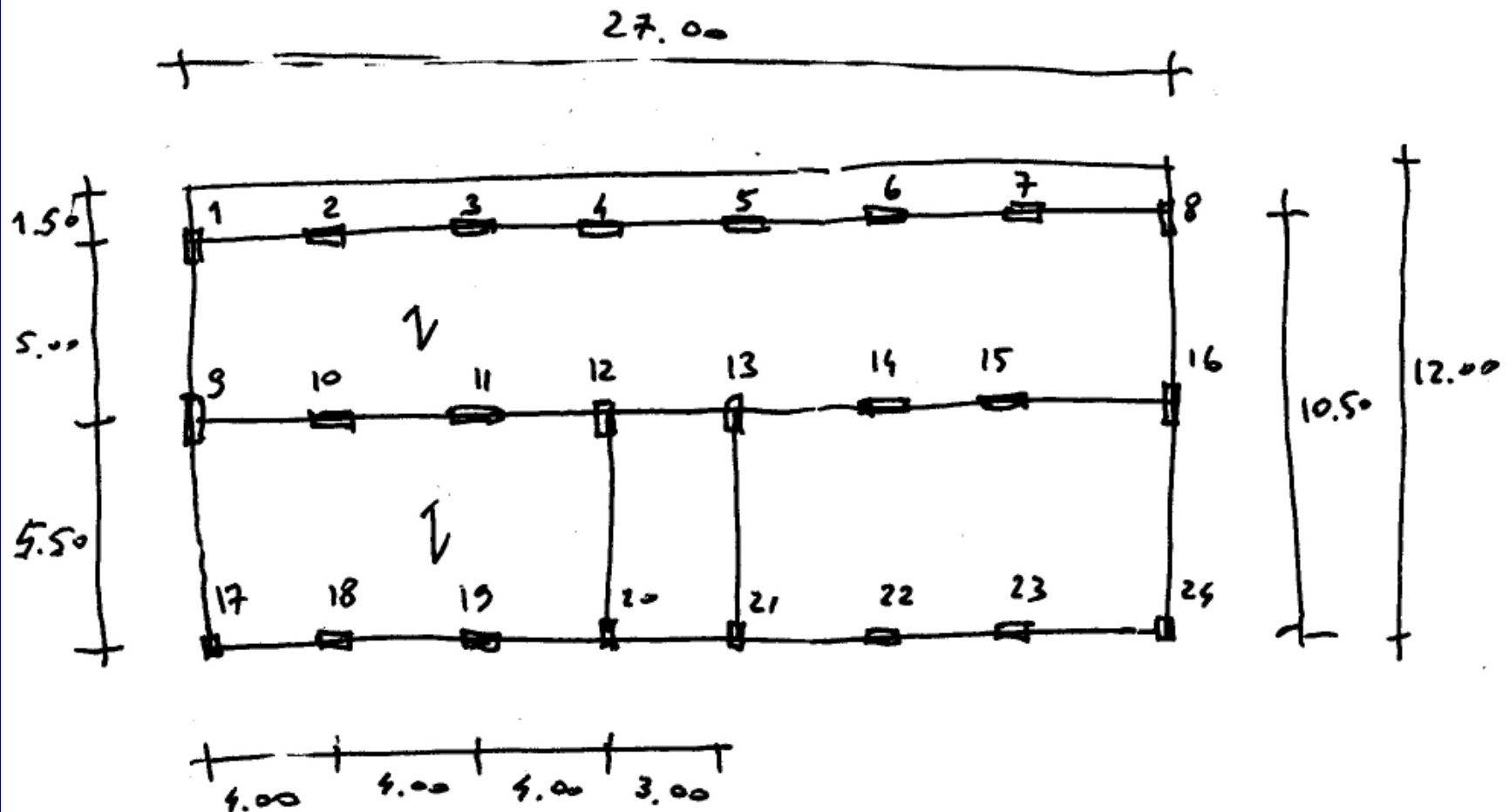
- Si fa un progetto simulato (per avere un'idea)
- Si fa un rilievo esteso

Materiali:

- Si fanno estese prove in situ

Grado di conoscenza: LC2 (FC=1.2)

Carpenteria dell'edificio preso in esame



Sezioni degli elementi

PILASTRI		1, 20	2, 3, 4, 10, 11	9	12	18, 19	17
piano	6	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
	5	"	"	"	"	"	"
	4	"	"	"	"	"	"
	3	"	40x30	"	30x40	"	"
	2	"	50x30	30x40	30x50	"	"
	1	30x40	60x30	30x50	30x60	40x30	"

TRAVI EMERGENTI

30x50

SOLAI

spessore 20 cm

Materiali

Calcestruzzo:

- Si ottiene dalle prove $f_{cm} = 28 \text{ MPa}$
(corrisponde a $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$)

Acciaio:

- Si trovano barre ad aderenza migliorata;
si ottiene dalle prove $f_{ym} = 420 \text{ MPa}$
(corrisponde a FeB38k)

Progetto simulato

carichi unitari

	carico max	carico con sisma
Solaio	7.0 kN/m ²	5.6 kN/m ²
Sbalzo	8.0 kN/m ²	5.2 kN/m ²
Trave	3.5 kN/m	3.5 kN/m
Tompagno	7.0 kN/m	7.0 kN/m
Pilastri	—	—

Progetto simulato carichi pilastri

Valutati per area di influenza

[illegible]

Progetto simulato

pilastri: sezione e armature

- Calcolate col metodo delle tensioni ammissibili, norme anni '70
($n=15$, $\rho=0.006$)

$$A_{c,nec} = \frac{N}{(1+n\rho) 0.7 \bar{\sigma}_c}$$

$$A_s \geq \rho A_{c,nec} \quad A_s \geq 0.003 A_c$$

Progetto simulato

pilastri: sezione e armature

	1									
	N pia	N	Ac,nec	b	h	Ac	As,nec	n	fi	As
ultimo	81.5	81.5	126	30	30	900	2.7	4	12	4.5
5	113.0	194.5	300	30	30	900	2.7	4	12	4.5
4	113.0	307.5	474	30	30	900	2.8	4	12	4.5
3	113.0	420.5	648	30	30	900	3.9	4	12	4.5
2	113.0	533.5	823	30	30	900	4.9	4	14	6.2
1	113.0	646.5	997	30	40	1200	6.0	6	14	9.2
	9									
	N pia	N	Ac,nec	b	h	Ac	As,nec	n	fi	As
ultimo	110.0	110.0	170	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	150.3	260.3	401	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	150.3	410.6	633	30	30	900	3.8	4	12	4.5
	150.3	560.9	865	30	30	900	5.2	4	14	6.2
	150.3	711.2	1097	30	40	1200	6.6	6	14	9.2
	150.3	861.5	1328	30	50	1500	8.0	6	14	9.2
	17									
	N pia	N	Ac,nec	b	h	Ac	As,nec	n	fi	As
ultimo	57.5	57.5	89	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	89.0	146.5	226	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	89.0	235.5	363	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	89.0	324.5	500	30	30	900	3.0	4	12	4.5
	89.0	413.5	638	30	30	900	3.8	4	12	4.5
	89.0	502.5	775	30	30	900	4.6	4	14	6.2

Progetto simulato

pilastri: sezione e armature

	1										con sisma	
	N pia	N	Ac,nec	b	h	Ac	As,nec	n	fi	As	N pia	N
ultimo	81.5	81.5	126	30	30	900	2.7	4	12	4.5	66.1	66.1
5	113.0	194.5	300	30	30	900	2.7	4	12	4.5	97.6	163.7
4	113.0	307.5	474	30	30	900	2.8	4	12	4.5	97.6	261.3
3	113.0	420.5	648	30	30	900	3.9	4	12	4.5	97.6	358.9
2	113.0	533.5	823	30	30	900	4.9	4	14	6.2	97.6	456.5
1	113.0	646.5	997	30	40	1200	6.0	6	14	9.2	99.9	556.4
	9											
	N pia	N									N pia	N
ultimo	110.0	110.0									94.6	94.6
	150.3	260.3									133.1	227.7
	150.3	410.6									133.1	360.8
	150.3	560.9									133.1	493.9
	150.3	711.2									135.4	629.3
	150.3	861.5									137.6	766.9
	17											
	N pia	N	Ac,nec	b	h	Ac	As,nec	n	fi	As	N pia	N
ultimo	57.5	57.5	89	30	30	900	2.7	4	12	4.5	50.5	50.5
	89.0	146.5	226	30	30	900	2.7	4	12	4.5	82.0	132.5
	89.0	235.5	363	30	30	900	2.7	4	12	4.5	82.0	214.5
	89.0	324.5	500	30	30	900	3.0	4	12	4.5	82.0	296.5
	89.0	413.5	638	30	30	900	3.8	4	12	4.5	82.0	378.5
	89.0	502.5	775	30	30	900	4.6	4	14	6.2	82.0	460.5

Da questi calcoli si ottiene anche lo sforzo normale da carichi verticali in presenza di sisma, conformemente alle nuove norme sismiche

Progetto simulato

carichi travi

Valutati per area (larghezza) di influenza

		sism		5.6		5.2		3.5		7.0	
		max		7.0		8.0		3.5		7.0	
Trave				solaio		sbalzo		trave		tompagno	TOT
1...4	ultimo	sism	2.5	5.6	1.5	5.2	1.0	3.5	0.0	7.0	25.3
		max	2.5	7.0	1.5	8.0	1.0	3.5	0.0	7.0	33.0
	altri	sism	2.5	5.6	1.5	5.2	1.0	3.5	1.0	7.0	32.3
		max	2.5	7.0	1.5	8.0	1.0	3.5	1.0	7.0	40.0
9...12	ultimo	sism	5.5	5.6	0	5.2	1.0	3.5	0.0	7.0	34.3
		max	5.5	7.0	0	8.0	1.0	3.5	0.0	7.0	42.0
	altri	sism	5.5	5.6	0	5.2	1.0	3.5	0.0	7.0	34.3
		max	5.5	7.0	0	8.0	1.0	3.5	0.0	7.0	42.0
17...20	ultimo	sism	2.5	5.6	0	5.2	1.0	3.5	0.0	7.0	17.5
		max	2.5	7.0	0	8.0	1.0	3.5	0.0	7.0	21.0
	altri	sism	2.5	5.6	0	5.2	1.0	3.5	1.0	7.0	24.5
		max	2.5	7.0	0	8.0	1.0	3.5	1.0	7.0	28.0
1-9-17	ultimo	sism	0.5	5.6	0	5.2	1.0	3.5	0.0	7.0	6.3
		max	0.5	7.0	0	8.0	1.0	3.5	0.0	7.0	7.0
	altri	sism	0.5	5.6	0	5.2	1.0	3.5	1.0	7.0	13.3
		max	0.5	7.0	0	8.0	1.0	3.5	1.0	7.0	14.0

Progetto simulato

travi: momenti flettenti e armature

- Momenti calcolati come trave continua (oppure stimati come $q l^2 / k$)
- Sezioni: 30x50
- Area di armatura calcolata con

$$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

con $\bar{\sigma}_s = 215 \text{ MPa}$

Progetto simulato

travi: momenti flettenti e armature

			luce		4.00		4.00		4.00	
				1		2		3		4
Trave				M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-
1...4	ultimo	sism	25.3	16.9	28.9	40.5	25.3	33.7	25.3	25.3
		max	33.0	22.0	37.7	52.8	33.0	44.0	33.0	33.0
		As		2.5	4.2	5.9	3.7	4.9	3.7	3.7
			n,sup	2	0	4	0	4	0	3
			fi	14	0	14	0	14	0	14
			n,inf	2	3	2	3	2	3	2
			fi	14	14	14	14	14	14	14

	altri	sism	32.3	21.5	36.9	51.7	32.3	43.1	32.3	32.3
		max	40.0	26.7	45.7	64.0	40.0	53.3	40.0	40.0
		As		3.0	5.1	7.2	4.5	6.0	4.5	4.5
			n,sup	2	0	5	0	4	0	3
			fi	14	0	14	0	14	0	14
			n,inf	2	4	2	3	2	3	2
			fi	14	14	14	14	14	14	14

Progetto simulato

travi: momenti flettenti e armature

			luce		4.00		4.00		4.00	
				1		2		3		4
Trave				M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-
1...4	ultimo	sism	25.3	16.9	28.9	40.5	25.3	33.7	25.3	25.3
		max	33.0	22.0	37.7	52.8	33.0	44.0	33.0	33.0
		As		2.5	4.2	5.9	3.7	4.9	3.7	3.7
			n,sup	2	0	4	0	4	0	3
			fi	14	0	14	0	14	0	14
			n,inf	2	3	2	3	2	3	2
			fi	14	14	14	14	14	14	14

	altri	sism	32.3	21.5	36.9	51.7	32.3	43.1	32.3	32.3
		max	40.0	26.7	45.7	64.0	40.0	53.3	40.0	40.0
		As		3.0	5.1	7.2	4.5	6.0	4.5	4.5
			n,sup	2	0	5	0	4	0	3
						14	0	14	0	14
						2	3	2	3	2
						14	14	14	14	14

Da questi calcoli si ottiene
anche il momento flettente
da carichi verticali in
presenza di sisma

Massa (peso) degli impalcati

- Dai carichi unitari, si valutano le masse di impalcato, secondo le norme vigenti

			m ²	solaio	m ²	sbalzo	m	trave	m	tompagno	somma	pilastro	TOT	a m ²
Impalcati	ultimo	sism	283.5	5.6	40.5	5.2	113.0	3.5	44.5	7.0	2505	81.0	2586.2	7.98
												massa	263.6	
	altri	sism	283.5	5.6	40.5	5.2	113.0	3.5	89.0	7.0	2817	200.7	3017.4	9.31
												massa	307.6	

Analisi strutturale

Possibili metodi di analisi

- Risoluzione semplificata, con stima delle rigidezze (linee guida della Basilicata)
- Analisi lineare, statica o modale
 - Da usare con fattore di struttura q
 - Da usare senza fattore di struttura, con controllo delle deformazioni
- Analisi statica non lineare (pushover)
- ~~Analisi dinamica non lineare~~

Primo controllo

- In ogni caso, verificare sempre – prima di andare avanti – le modalità di collasso fragili
 - Rottura a taglio dei pilastri
 - Rottura dei nodi
 - Scorrimento testa pilastri - nodi

Il collasso avviene quasi sempre per rottura fragile, con accelerazioni al suolo a_g molto basse

Analisi semplificata

(linee guida della Basilicata, appendice D)

Analisi semplificata (1)

Ipotesi base: crisi solo per pilastri

- Valutare le rigidezze dei pilastri

$$k_i = c \frac{EI}{h^3}$$

$c = 9$	in presenza di travi emergenti
$c = 6$	in presenza di travi a spessore
$c = 3$	in assenza di travi

- Valutare la rigidezza di piano

$$K_p = \sum k_i$$

Analisi semplificata (2)

- Calcolare le forze F_j , con formule per analisi statica (a meno di T)
- Calcolare tagli di piano e spostamenti relativi

$$V_p = \sum_{j=p}^n F_j \quad u_{rel,p} = \frac{V_p}{K_p}$$

- Calcolare spostamenti assoluti

$$u_p = \sum_{j=1}^p u_{rel,j}$$

Analisi semplificata (3)

- Stimare il periodo con la formula di Rayleigh

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n m_j u_j^2}{\sum_{j=1}^n F_j u_j}}$$

- Ripartire il taglio di piano in base alla rigidezza

$$V_i = V_p \frac{k_i}{K_p}$$

Analisi semplificata

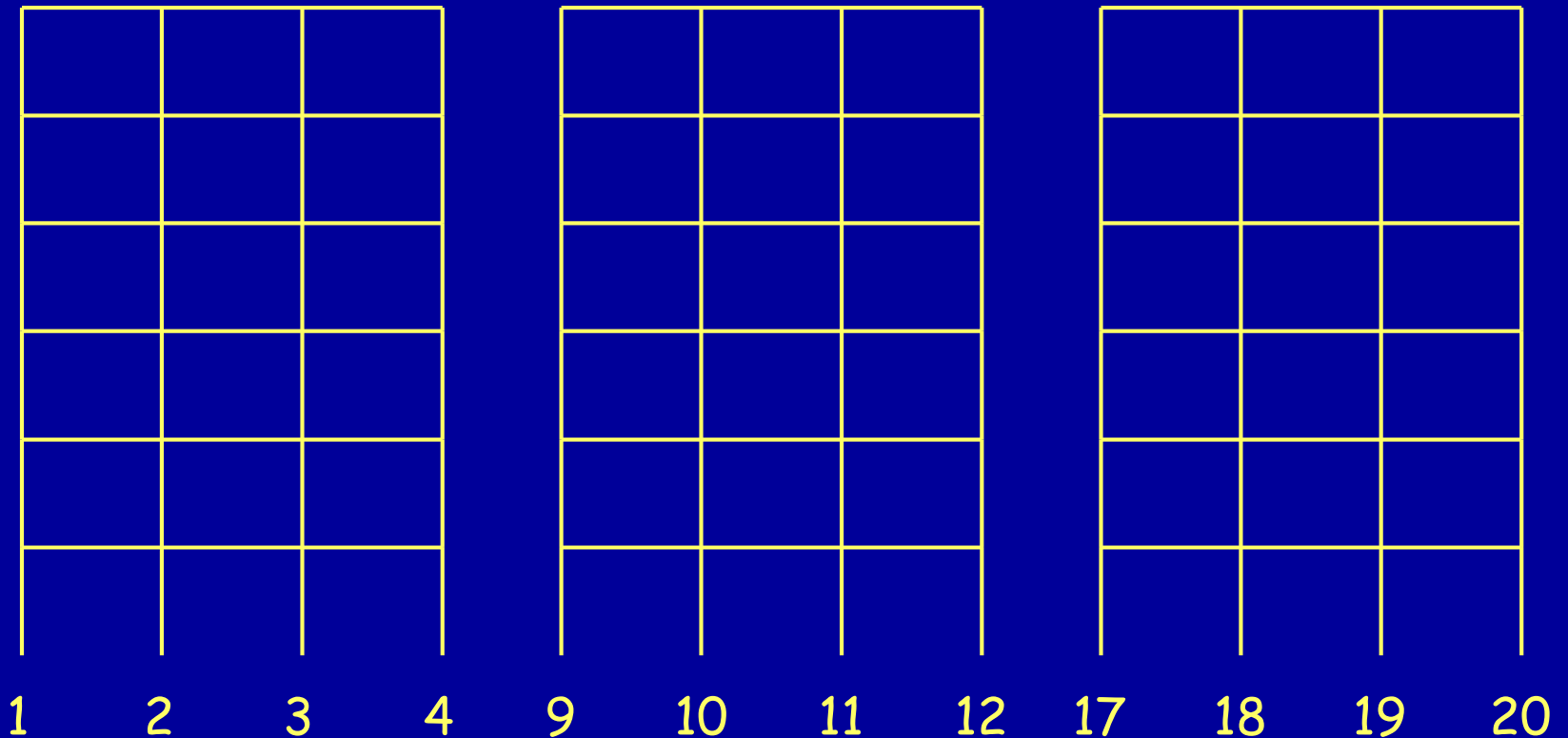
considerazioni

- Il procedimento è semplice e facilmente automatizzabile con un foglio di calcolo
 - Il risultato è approssimato, ma accettabile quando le incertezze generali sono molte
- ... ma forse è più semplice risolvere uno schema piano (o spaziale), con analisi statica (o modale)
- senza la presunzione di credere che quest'ultimo sia "la verità"

Analisi lineare effettuata

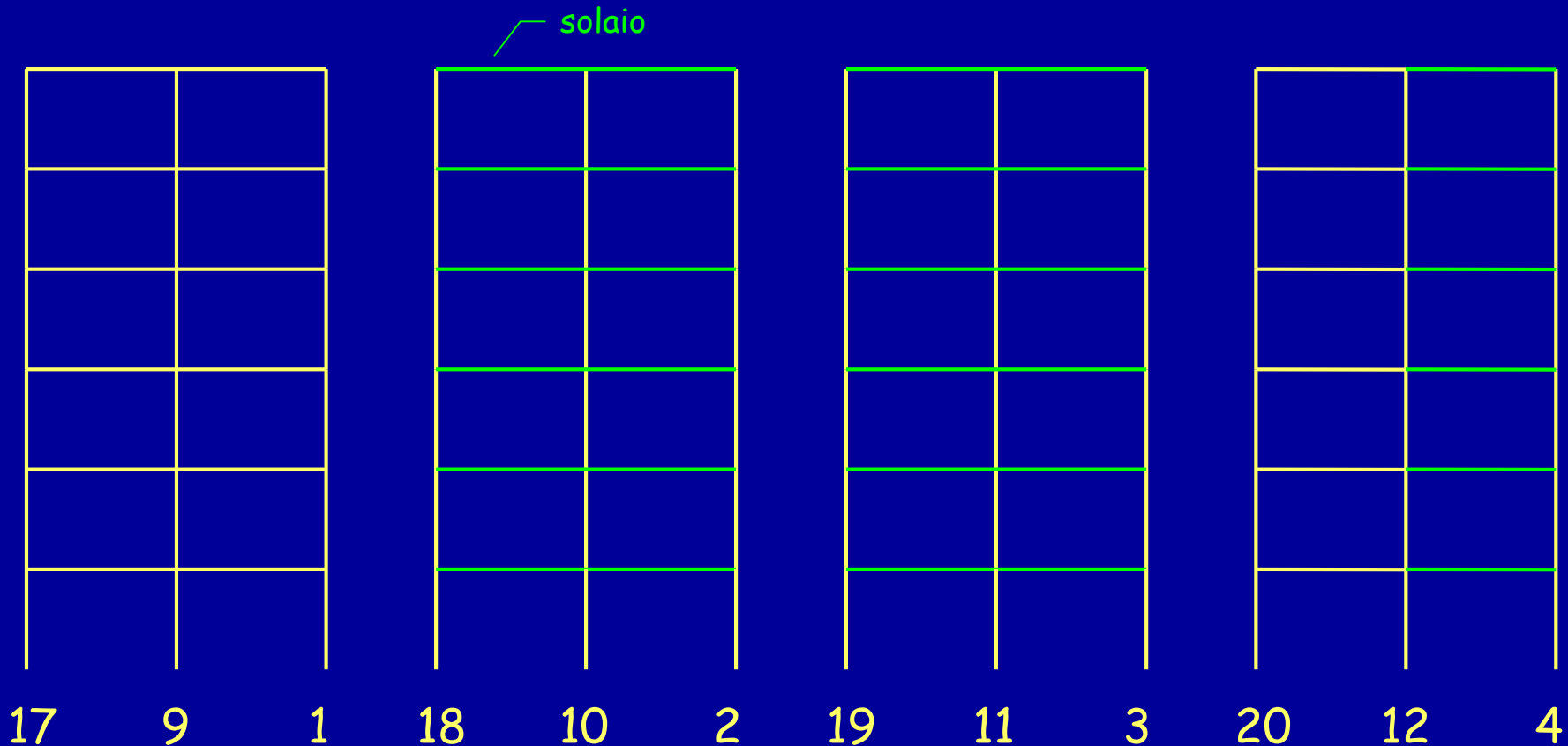
(schema piano, analisi modale)

Schema geometrico treno di telai - direzione x



Periodo: $T = 1.03 \text{ s}$

Schema geometrico treno di telai - direzione y



Periodo: $T = 1.68 \text{ s}$

Risultati, con $a_g = 1.00 g$ pilastri, direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq
1	6	391.33	331.18	225.65	-149.41	66.1
1	5	684.59	633.65	411.67	-569.69	163.7
1	4	900.11	911.88	566.07	-1189.32	261.3
1	3	762.05	815.30	492.74	-1913.77	358.9
1	2	728.05	767.84	467.43	-2673.22	456.5
1	1	562.38	684.41	389.61	-3376.57	556.4
2	6	570.70	535.96	345.82	-59.42	108.0
2	5	956.31	936.88	591.60	-80.10	244.0
2	4	1179.97	1131.64	722.29	132.17	380.0
2	3	1881.21	1738.09	1130.69	144.91	518.2
2	2	2248.13	2248.27	1404.61	-182.99	658.7
2	1	1653.30	3245.37	1530.53	-474.84	801.4
3	6	576.00	541.28	349.13	56.17	108.0
3	5	960.16	939.03	593.47	80.51	244.0
3	4	1189.31	1151.09	731.31	-147.44	380.0
3	3	1970.59	1844.97	1192.09	-261.87	518.2
3	2	2472.20	2452.64	1538.63	-344.21	658.7
3	1	1866.09	3351.87	1630.35	-412.02	801.4
4	6	398.81	337.50	229.97	154.12	108.0
4	5	694.83	648.52	419.56	582.74	244.0
4	4	865.52	823.21	527.35	1202.14	380.0
4	3	1233.78	1164.59	748.19	2046.33	518.2
4	2	1386.42	1498.90	900.18	3134.83	658.7
4	1	925.22	2880.05	1188.24	4214.76	801.4

Risultati, con $a_g = 1.00 g$ pilastri, direzione y

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq
17	6	720.14	604.34	413.60	-224.67	50.5
17	5	969.68	904.91	585.00	-712.98	132.5
17	4	1170.03	1129.28	717.61	-1328.17	214.5
17	3	1210.39	1248.28	767.71	-1984.18	296.5
17	2	1153.74	1274.03	758.44	-2702.37	378.5
17	1	593.77	798.79	435.12	-3334.92	460.5
9	6	1009.90	954.07	613.71	-20.36	94.6
9	5	1422.78	1397.83	881.36	-78.20	227.7
9	4	1745.55	1742.23	1089.87	-156.55	360.8
9	3	1726.60	1624.46	1046.96	-246.25	493.9
9	2	2855.12	2746.30	1750.17	-345.81	629.3
9	1	1872.25	3258.36	1602.60	-558.95	766.9
1	6	724.09	617.09	418.85	243.72	66.1
1	5	992.26	931.76	600.55	790.14	163.7
1	4	1203.45	1165.36	739.44	1484.29	261.3
1	3	1259.46	1306.86	801.47	2230.38	358.9
1	2	1148.93	1194.32	731.96	3048.14	456.5
1	1	1158.36	1769.03	914.70	3889.72	556.4
18	6	108.54	101.25	38.62	-38.57	76.8
18	5	229.83	161.61	95.43	-96.68	181.6
18	4	242.20	193.90	112.81	-170.92	286.4
18	3	210.63	199.92	107.92	-249.87	391.2
18	2	142.04	261.31	113.50	-324.36	496.0
18	1	86.78	632.72	175.60	-380.16	603.0

Risultati, con $a_g = 1.00 g$ spostamenti orizzontali

direzione x		
traverso	spostamento	spostamento
	assoluto (mm)	relativo (mm)
6	531.219	51.957
5	479.262	93.377
4	385.885	125.204
3	260.681	110.991
2	149.691	96.024
1	53.667	53.667
direzione y		
traverso	spostamento	spostamento
	assoluto (mm)	relativo (mm)
6	861.216	84.558
5	776.657	134.367
4	642.291	178.088
3	464.203	196.837
2	267.366	178.268
1	89.098	89.098

Primo controllo

- La rottura fragile avviene per valori di a_g molto bassi (meno di 0.05 g)

Si effettua un intervento per evitare queste rotture

Solo dopo averlo fatto (o deciso di farlo) si può procedere con ulteriori analisi

Analisi con fattore di struttura q

Determinazione della resistenza dei pilastri

- Il momento resistente dei pilastri dipende
 - Da sezione e armatura (definite)
 - Dalle caratteristiche dei materiali (valutate con

$$f_{cd} = \frac{\alpha f_{cm}}{\gamma_c FC} = \frac{0.85 \times 28}{1.6 \times 1.2} = 12.4 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{ym}}{\gamma_s FC} = \frac{420}{1.15 \times 1.2} = 304.3 \text{ MPa}$$

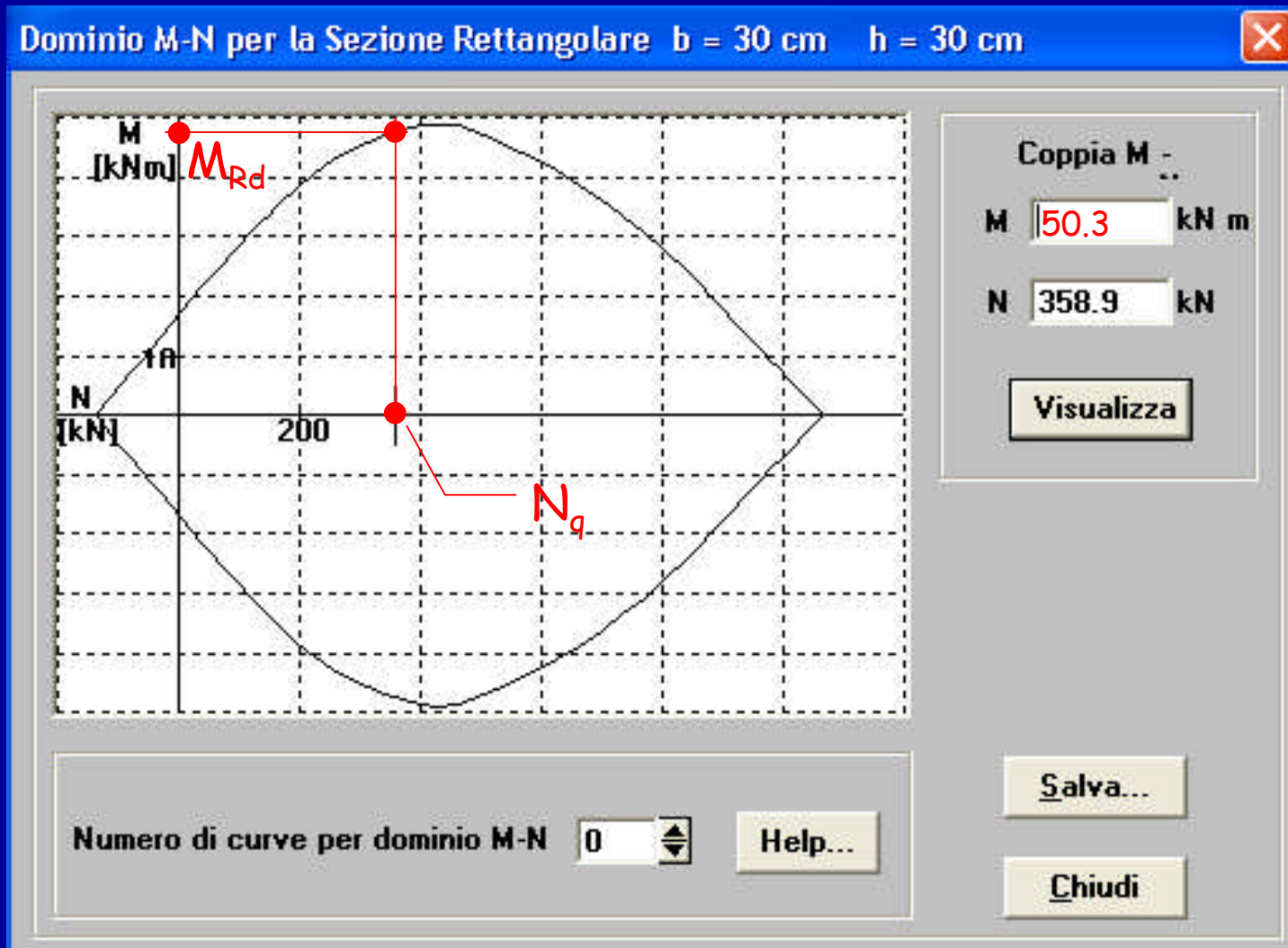
- Dallo sforzo normale agente (dovuto ai carichi verticali in presenza di sisma, più l'effetto del sisma)

Determinazione della resistenza dei pilastri

- Sezioni, armature, sforzi normali N_q

pilastro piano		N_q	b	h	n tot	n	f _i	As
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26
1	5	163.7	30	30	4	2	12	2.26
1	4	261.3	30	30	4	2	12	2.26
1	3	358.9	30	30	4	2	12	2.26
1	2	456.5	30	30	4	2	14	3.08
1	1	556.4	40	30	6	3	14	4.62
2	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26
2	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26
2	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26
2	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08
2	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08
2	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08
3	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26
3	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26
3	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26
3	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08
3	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08
3	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08
4	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26
4	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26
4	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26
4	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08
4	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08
4	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08

Determinazione della resistenza dei pilastri



Determinazione della resistenza dei pilastri

- Momento resistente per $N = N_q$

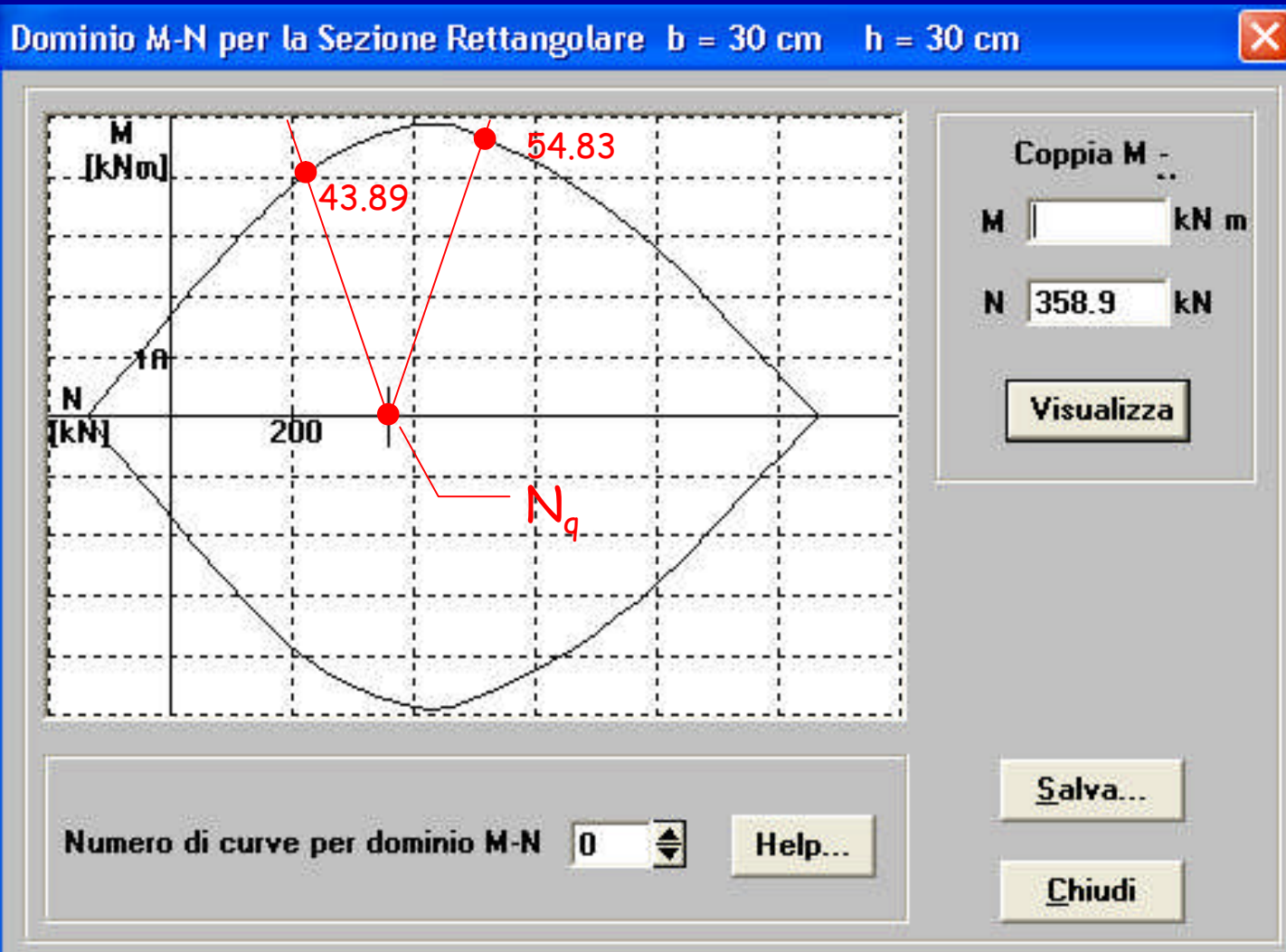
pilastro	piano	N_q	b	h	n	n	f _i	As	Ns=0 MRd
					tot				
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26	26.36
1	5	163.7	30	30	4	2	12	2.26	36.26
1	4	261.3	30	30	4	2	12	2.26	44.28
1	3	358.9	30	30	4	2	12	2.26	50.30
1	2	456.5	30	30	4	2	14	3.08	59.49
1	1	556.4	40	30	6	3	14	4.62	80.91
2	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	30.83
2	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	43.00
2	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	51.33
2	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	94.81
2	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	141.69
2	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	197.29
3	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	30.83
3	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	43.00
3	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	51.33
3	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	94.81
3	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	141.69
3	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	197.29
4	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	30.83
4	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	43.00
4	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	51.33
4	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	94.81
4	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	141.69
4	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	197.29

Determinazione della resistenza dei pilastri

- Per tener conto anche di N da sisma

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	N _q	b	h	n tot	n	f _i	As
1	6	391.33	331.18	225.65	-149.41	66.1	30	30	4	2	12	2.26
1	5	684.59	633.65	411.67	-569.69	163.7	30	30	4	2	12	2.26
1	4	900.11	911.88	566.07	-1189.32	261.3	30	30	4	2	12	2.26
1	3	762.05	815.30	492.74	-1913.77	358.9	30	30	4	2	12	2.26
1	2	728.05	767.84	467.43	-2673.22	456.5	30	30	4	2	14	3.08
1	1	562.38	684.41	389.61	-3376.57	556.4	40	30	6	3	14	4.62
2	6	570.70	535.96	345.82	-59.42	108.0	30	30	4	2	12	2.26
2	5	956.31	936.88	591.60	-80.10	244.0	30	30	4	2	12	2.26
2	4	1179.97	1131.64	722.29	132.17	380.0	30	30	4	2	12	2.26
2	3	1881.21	1738.09	1130.69	144.91	518.2	30	40	6	2	14	3.08
2	2	2248.13	2248.27	1404.61	-182.99	658.7	30	50	6	2	14	3.08
2	1	1653.30	3245.37	1530.53	-474.84	801.4	30	60	6	2	14	3.08
3	6	576.00	541.28	349.13	56.17	108.0	30	30	4	2	12	2.26
3	5	960.16	939.03	593.47	80.51	244.0	30	30	4	2	12	2.26
3	4	1189.31	1151.09	731.31	-147.44	380.0	30	30	4	2	12	2.26
3	3	1970.59	1844.97	1192.09	-261.87	518.2	30	40	6	2	14	3.08
3	2	2472.20	2452.64	1538.63	-344.21	658.7	30	50	6	2	14	3.08
3	1	1866.09	3351.87	1630.35	-412.02	801.4	30	60	6	2	14	3.08
4	6	398.81	337.50	229.97	154.12	108.0	30	30	4	2	12	2.26
4	5	694.83	648.52	419.56	582.74	244.0	30	30	4	2	12	2.26
4	4	865.52	823.21	527.35	1202.14	380.0	30	30	4	2	12	2.26
4	3	1233.78	1164.59	748.19	2046.33	518.2	30	40	6	2	14	3.08
4	2	1386.42	1498.90	900.18	3134.83	658.7	30	50	6	2	14	3.08
4	1	925.22	2880.05	1188.24	4214.76	801.4	30	60	6	2	14	3.08

Determinazione della resistenza dei pilastri



Determinazione della resistenza dei pilastri

- Momento resistente, anche con sisma

pilastro	piano	Nq	b	h	n	n	fi	As	Ns=0 MRd	sisma + MRd	sisma - MRd
					tot						
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26	26.36	25.28	27.51
1	5	163.7	30	30	4	2	12	2.26	36.26	33.61	39.15
1	4	261.3	30	30	4	2	12	2.26	44.28	40.21	48.42
1	3	358.9	30	30	4	2	12	2.26	50.30	43.89	54.83
1	2	456.5	30	30	4	2	14	3.08	59.49	50.81	58.00
1	1	556.4	40	30	6	3	14	4.62	80.91	61.81	77.83
2	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	30.83	30.51	31.17
2	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	43.00	42.73	43.27
2	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	51.33	51.59	51.06
2	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	94.81	95.25	94.37
2	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	141.69	140.85	142.51
2	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	197.29	194.81	199.60
3	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	30.83	31.14	30.53
3	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	43.00	43.27	42.73
3	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	51.33	51.03	51.61
3	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	94.81	94.04	95.56
3	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	141.69	140.24	143.08
3	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	197.29	195.22	199.24
4	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	30.83	32.09	29.64
4	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	43.00	45.76	40.32
4	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	51.33	54.09	47.77
4	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	94.81	101.18	84.15
4	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	141.69	149.64	116.83
4	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	197.29	209.08	169.03

In qualche caso le differenze sono rilevanti, ma nel complesso non incidono molto

File Edificio.xls
- foglio PilX (q)

Moltiplicatore del sisma che porta i pilastri al limite (direzione x)

Il valore minimo è
0.038 g
(pilastro 19,
quarto piano)

Poiché l'analisi era
stata fatta senza
q, occorre
moltiplicare per q

File Edificio.xls
- foglio PilX (q)

pilastro	piano	Ns=0 MRd	ag pl	sisma + MRd	ag	sisma - MRd	ag
1	6	26.36	0.067	25.28	0.065	27.51	0.070
1	5	36.26	0.053	33.61	0.049	39.15	0.057
1	4	44.28	0.049	40.21	0.044	48.42	0.053
1	3	50.30	0.062	43.89	0.054	54.83	0.067
1	2	59.49	0.077	50.81	0.066	58.00	0.076
1	1	80.91	0.118	61.81	0.090	77.83	0.114
2	6	30.83	0.054	30.51	0.053	31.17	0.055
2	5	43.00	0.045	42.73	0.045	43.27	0.045
2	4	51.33	0.043	51.59	0.044	51.06	0.043
2	3	94.81	0.050	95.25	0.051	94.37	0.050
2	2	141.69	0.063	140.85	0.063	142.51	0.063
2	1	197.29	0.061	194.81	0.060	199.60	0.062
3	6	30.83	0.054	31.14	0.054	30.53	0.053
3	5	43.00	0.045	43.27	0.045	42.73	0.045
3	4	51.33	0.043	51.03	0.043	51.61	0.043
3	3	94.81	0.048	94.04	0.048	95.56	0.048
3	2	141.69	0.057	140.24	0.057	143.08	0.058
3	1	197.29	0.059	195.22	0.058	199.24	0.059
19	6	27.53	0.048	27.92	0.049	27.16	0.047
19	5	37.87	0.039	38.22	0.040	37.53	0.039
19	4	46.03	0.038	45.76	0.037	46.29	0.038
19	3	51.83	0.050	51.41	0.050	52.23	0.051
19	2	60.39	0.071	59.97	0.070	60.68	0.071
19	1	99.01	0.080	97.85	0.079	99.98	0.080

q = 1.5
ag = 0.057 g

q = 3.0
ag = 0.114 g
plausibile
(struttura
regolare)

Moltiplicatore del sisma che porta i pilastri al limite (direzione y)

Il valore minimo è
0.029 g
(pilastro 9, quarto
piano)

Notare che i
pilastri senza
travi sono molto
lontani dal limite

File Edificio.xls
- foglio PilY (q)

pilastro	piano	Ns=0 MRd	ag pl	sisma + MRd	ag	sisma - MRd	ag
17	6	24.61	0.034	23.76	0.033	25.51	0.035
17	5	33.29	0.034	31.01	0.032	35.81	0.037
17	4	40.68	0.035	37.05	0.032	44.55	0.038
17	3	46.69	0.037	41.91	0.034	51.23	0.041
17	2	51.26	0.040	45.70	0.036	54.95	0.043
17	1	59.60	0.075	49.11	0.061	56.36	0.071
9	6	29.44	0.029	29.38	0.029	29.50	0.029
9	5	41.74	0.029	41.56	0.029	41.92	0.029
9	4	50.40	0.029	50.17	0.029	50.63	0.029
9	3	60.35	0.035	60.19	0.035	60.50	0.035
9	2	99.92	0.035	99.53	0.035	100.28	0.035
9	1	147.95	0.045	146.78	0.045	148.96	0.046
1	6	26.36	0.036	27.37	0.038	25.41	0.035
1	5	36.26	0.037	39.02	0.039	33.72	0.034
1	4	44.28	0.037	48.20	0.040	40.43	0.034
1	3	50.30	0.038	53.98	0.041	45.66	0.035
1	2	59.49	0.050	59.65	0.050	53.40	0.045
1	1	96.93	0.055	100.51	0.057	83.59	0.047
18	6	27.53	0.254	26.50	0.244	28.63	0.264
18	5	37.87	0.165	36.49	0.159	39.31	0.171
18	4	46.03	0.190	43.86	0.181	48.18	0.199
18	3	51.83	0.246	48.92	0.232	54.10	0.257
18	2	60.39	0.231	58.41	0.224	60.46	0.231
18	1	82.52	0.130	80.83	0.128	83.78	0.132

moltiplicando
per q

$q = 1.5$

$ag = 0.044 \text{ g}$

$q = 3.0$

$ag = 0.088 \text{ g}$

Analisi lineare

Linee guida Basilicata, appendice D

Valutazione della resistenza

- Si ipotizza un meccanismo di collasso di piano, con tutti i pilastri plasticizzati

$$V_{i,Rd} = \frac{M_{i,Rd}}{\alpha h_p}$$

$\alpha h_p =$ posizione del punto di nullo di M
(in genere $\alpha=0.5$)

Valutazione della resistenza

- Il taglio di collasso di ciascun pilastro viene ottenuto incrementando con un coefficiente di duttilità α_{DUT}

$$\alpha_{DUT} = 3 \left[0.2 + 0.9 \left(1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \right)^{1.2} \right] \leq 3$$

$$\sigma_c = \frac{N_q}{A_c} \quad f_c = f_{cm}$$

$$V_{i,COL} = \alpha_{DUT} V_{i,Rd}$$

Valutazione della resistenza

- Il taglio totale di collasso di piano è somma dei contributi dei singoli pilastri, ridotto con coefficienti che tengono conto di
 - Presenza di piano soffice
 - Irregolarità di resistenza
 - Irregolarità di rigidezza
 - Irregolarità di forma

Valutazione della resistenza

- Il moltiplicatore di collasso
 - in realtà di DS, o SLV -è determinato come rapporto tra taglio di collasso e taglio da sisma (calcolato per $a_g = 1 g$)

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione x

pilastro	piano	N _g	α _{DUT}	b	h
1	6	66.1	3.000	30	30
1	5	163.7	3.000	30	30
1	4	261.3	2.970	30	30
1	3	358.9	2.848	30	30
1	2	456.5	2.726	30	30
1	1	556.4	2.775	40	30
2	6	108.0	3.000	30	30
2	5	244.0	2.992	30	30
2	4	380.0	2.821	30	30
2	3	518.2	2.811	30	40
2	2	658.7	2.802	30	50
2	1	801.4	2.796	30	60
3	6	108.0	3.000	30	30
3	5	244.0	2.992	30	30
3	4	380.0	2.821	30	30
3	3	518.2	2.811	30	40
3	2	658.7	2.802	30	50
3	1	801.4	2.796	30	60
4	6	108.0	3.000	30	30
4	5	244.0	2.992	30	30
4	4	380.0	2.821	30	30
4	3	518.2	2.811	30	40
4	2	658.7	2.802	30	50
4	1	801.4	2.796	30	60

$$\sigma_c = \frac{456.5 \times 10^3}{900 \times 10^2} = 5.07 \text{ MPa}$$

$$f_c = 28 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{DUT} = 3 \left[0.2 + 0.9 \left(1 - \frac{5.07}{28} \right)^{1.2} \right] = 2.726$$

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione x

pilastro	piano
1	6
1	5
1	4
1	3
1	2
1	1
2	6
2	5
2	4
2	3
2	2
2	1
3	6
3	5
3	4
3	3
3	2
3	1
4	6
4	5
4	4
4	3
4	2
4	1

N _g	α_{DUT}	b	h
66.1	3.000	30	30
163.7	3.000	30	30
261.3	2.970	30	30
358.9	2.848	30	30
456.5	2.726	30	30
556.4	2.775	40	30
108.0	3.000	30	30
244.0	2.992	30	30
380.0	2.821	30	30
518.2	2.811	30	40
658.7	2.802	30	50
801.4	2.796	30	60
108.0	3.000	30	30
244.0	2.992	30	30
380.0	2.821	30	30
518.2	2.811	30	40
658.7	2.802	30	50
801.4	2.796	30	60
108.0	3.000	30	30
244.0	2.992	30	30
380.0	2.821	30	30
518.2	2.811	30	40
658.7	2.802	30	50
801.4	2.796	30	60

N _s =0 MRd	V(MRd)	V _{coll}
26.36	16.47	49.42
36.26	22.66	67.99
44.28	27.68	82.20
50.30	31.44	89.53
59.49	37.18	101.37
80.91	50.57	140.32
30.83	19.27	57.81
43.00	26.88	80.41
51.33	32.08	90.50
94.81	59.26	166.55
141.69	88.56	248.17
197.29	123.30	344.71
30.83	19.27	57.81
43.00	26.88	80.41
51.33	32.08	90.50
94.81	59.26	166.55
141.69	88.56	248.17
197.29	123.30	344.71
30.83	19.27	57.81
43.00	26.88	80.41
51.33	32.08	90.50
94.81	59.26	166.55
141.69	88.56	248.17
197.29	123.30	344.71

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione x

pilastro	piano	Ns=0 MRd	V(MRd)	Vcoll
1	6	26.36	16.47	49.42
1	5	36.26	22.66	67.99
1	4	44.28	27.68	82.20
1	3	50.30	31.44	89.53
1	2	59.49	37.18	101.37
1	1	80.91	50.57	140.32
2	6	30.83	19.27	57.81
2	5	43.00	26.88	80.41
2	4	51.33	32.08	90.50
2	3	94.81	59.26	166.55
2	2	141.69	88.56	248.17
2	1	197.29	123.30	344.71
3	6	30.83	19.27	57.81
3	5	43.00	26.88	80.41
3	4	51.33	32.08	90.50
3	3	94.81	59.26	166.55
3	2	141.69	88.56	248.17
3	1	197.29	123.30	344.71
4	6	30.83	19.27	57.81
4	5	43.00	26.88	80.41
4	4	51.33	32.08	90.50
4	3	94.81	59.26	166.55
4	2	141.69	88.56	248.17
4	1	197.29	123.30	344.71

$$49.42 + 57.81 + \dots = 672.62$$

	Vres	Vcoll		p1b	ag,coll
6	224.21	672.62		1.000	0.195
5	307.70	916.93		0.914	0.139
4	377.22	1076.68		0.962	0.136
3	546.83	1526.50		1.000	0.168
2	741.85	2045.48		1.000	0.199
1	1037.89	2865.79		1.000	0.264

$$\frac{672.62}{3453.12} = 0.195$$

		Vsisma
6		3453.12
5		6045.90
4		7769.02
3		9093.87
2		10271.87
1		10840.51

$$a_{g,COL} = 0.136 g$$

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione y

pilastro	piano
17	6
17	5
17	4
17	3
17	2
17	1
9	6
9	5
9	4
9	3
9	2
9	1
1	6
1	5
1	4
1	3
1	2
1	1
18	6
18	5
18	4
18	3
18	2
18	1

Nq	α_{DUT}	b	h
50.5	3.000	30	30
132.5	3.000	30	30
214.5	3.000	30	30
296.5	2.926	30	30
378.5	2.823	30	30
460.5	2.721	30	30
94.6	3.000	30	30
227.7	3.000	30	30
360.8	2.845	30	30
493.9	2.680	30	30
629.3	2.707	30	40
766.9	2.722	30	50
66.1	3.000	30	30
163.7	3.000	30	30
261.3	2.970	30	30
358.9	2.848	30	30
456.5	2.726	30	30
556.4	2.775	30	40
76.8	3.000	30	30
181.6	3.000	30	30
286.4	2.938	30	30
391.2	2.807	30	30
496.0	2.678	30	30
603.0	2.732	40	30

Ns=0 MRd	V(MRd)	Vcoll
24.61	15.38	46.14
33.29	20.81	62.43
40.68	25.42	76.27
46.69	29.18	85.38
51.26	32.04	90.44
59.60	37.25	101.37
29.44	18.40	55.20
41.74	26.09	78.26
50.40	31.50	89.63
60.35	37.72	101.10
99.92	62.45	169.07
147.95	92.47	251.69
26.36	16.47	49.42
36.26	22.66	67.99
44.28	27.68	82.20
50.30	31.44	89.53
59.49	37.18	101.37
96.93	60.58	168.11
27.53	17.21	51.62
37.87	23.67	71.01
46.03	28.77	84.53
51.83	32.39	90.93
60.39	37.74	101.07
82.52	51.57	140.88

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione y

- Attenzione:
ha senso considerare il contributo (plastico)
dei pilastri senza travi?

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione y

pilastro	piano	Ns=0 MRd	V(MRd)	Vcoll
17	6	24.61	15.38	46.14
17	5	33.29	20.81	62.43
17	4	40.68	25.42	76.27
17	3	46.69	29.18	85.38
17	2	51.26	32.04	90.44
17	1	59.60	37.25	101.37
9	6	29.44	18.40	55.20
9	5	41.74	26.09	78.26
9	4	50.40	31.50	89.63
9	3	60.35	37.72	101.10
9	2	99.92	62.45	169.07
9	1	147.95	92.47	251.69
1	6	26.36	16.47	49.42
1	5	36.26	22.66	67.99
1	4	44.28	27.68	82.20
1	3	50.30	31.44	89.53
1	2	59.49	37.18	101.37
1	1	96.93	60.58	168.11
18	6	27.53	17.21	51.62
18	5	37.87	23.67	71.01
18	4	46.03	28.77	84.53
18	3	51.83	32.39	90.93
18	2	60.39	37.74	101.07
18	1	82.52	51.57	140.88

	Vres	Vcoll	p1b	ag,coll
6	224.21	672.62	1.000	0.258
5	307.70	916.93	0.960	0.214
4	377.22	1076.68	1.000	0.217
3	507.57	1416.72	1.000	0.248
2	627.34	1725.20	1.000	0.261
1	834.50	2298.22	1.000	0.324

$$a_{g,COL} = 0.214 g$$

ma per questo a_g i pilastri
senza trave non sono
plasticizzati

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione y

- Attenzione:
ha senso considerare il contributo (plastico)
dei pilastri senza travi?

In questo caso non è corretto.

Si può tener conto del contributo elastico
(non plastico) dei pilastri senza travi

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione x

	pil con travi	pil senza travi
	Vsisma	V sisma
6	2315.94	377.59
5	3323.36	789.41
4	4039.73	932.69
3	4707.12	997.54
2	5468.51	1133.57
1	5487.80	1615.44

pilastri senza travi		pilastri con travi		tot		
ag	V(ag)	Vres	Vcoll	Vcoll	p1b	ag, coll
0.099	37.42	88.97	266.90	304.32	1.000	0.099
0.085	67.10	122.06	364.35	431.45	0.960	0.085
0.087	81.37	150.06	433.78	515.15	1.000	0.087
0.094	93.66	191.97	535.63	629.29	1.000	0.094
0.108	122.43	260.66	713.03	835.46	1.000	0.108
0.150	241.88	388.03	1063.58	1305.46	1.000	0.150

$$a_{g,COL} = 0.085 g$$

Ho considerato come taglio di collasso il V_{coll} dei pilastri con travi più il taglio da sisma dei pilastri senza travi, per il valore di a_g che porta al collasso (necessità di procedere iterativamente)

Analisi lineare

Ordinanza 3531

		Modello Lineare		Modello Non Lineare	
		Domanda	Capacità	Domanda	Capacità
Tipo di elemento o meccanismo (e/m)	Duttile / Fragile	Accettazione del Modello Lineare (ML) (per il controllo dei valori di $\rho_i = D_i/C_i$)		Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.
		Dall'analisi. Usare i valori medi dei moduli nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi.		
		Verifiche (se il ML è accettato)			
	Duttile	Dall'analisi.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.		
Verifiche (se il ML è accettato)			In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.		
Fragile	Se $\rho_i \leq 1$, dall'analisi.			In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.	
	Se $\rho_i > 1$, dall'equilibrio con la resistenza degli e/m duttili. Usare i valori medi <u>moltiplicati</u> per FC.				

Applicabilità dell'analisi lineare (1)

- Calcolare per tutte le sezioni il momento resistente (con valori medi di f_c e f_y - non divisi per il fattore di confidenza né per il coefficiente parziale di sicurezza)

C = capacità

- Per un assegnato a_g calcolare il momento sollecitante

D = domanda

- Calcolare il rapporto $\rho = D / C$

Applicabilità dell'analisi lineare (2)

- Esaminare tutte le sezioni in cui $\rho > 2$; tra queste:
 - Trovare il minimo ρ_{\min}
 - Trovare il massimo ρ_{\max}
 - Calcolare il rapporto $\rho_{\max} / \rho_{\min}$
- L'analisi è applicabile se $\rho_{\max} / \rho_{\min} \leq 2.5$

Si può trovare il valore massimo di a_g per il quale l'analisi è applicabile

Applicabilità dell'analisi lineare

			min	2.013
			max	2.662
		basso	rapp	1.322
X		ag		
		0.100		
Msisma	Mres	M(ag)		ρ
391.33	26.36	39.13	1.48	
684.59	36.26	68.46	1.89	
911.88	44.28	91.19	2.06	2.059
815.30	50.30	81.53	1.62	
767.84	59.49	76.78	1.29	
684.41	80.91	68.44	0.85	elastico
570.70	30.83	57.07	1.85	
956.31	43.00	95.63	2.22	2.224
1179.97	51.33	118.00	2.30	2.299
1881.21	94.81	188.12	1.98	
2248.27	141.69	224.83	1.59	
3245.37	197.29	324.54	1.65	
576.00	30.83	57.60	1.87	
960.16	43.00	96.02	2.23	2.233
1189.31	51.33	118.93	2.32	2.317
1970.59	94.81	197.06	2.08	2.078
2472.20	141.69	247.22	1.74	
3351.87	197.29	335.19	1.70	

			min	2.116
			max	5.324
		non accettabile	rapp	2.516
X		ag		
		0.200		
Msisma	Mres	M(ag)		ρ
391.33	26.36	78.27	2.97	2.969
684.59	36.26	136.92	3.78	3.776
911.88	44.28	182.38	4.12	4.119
815.30	50.30	163.06	3.24	3.242
767.84	59.49	153.57	2.58	2.581
684.41	80.91	136.88	1.69	
570.70	30.83	114.14	3.70	3.702
956.31	43.00	191.26	4.45	4.448
1179.97	51.33	235.99	4.60	4.598
1881.21	94.81	376.24	3.97	3.968
2248.27	141.69	449.65	3.17	3.173
3245.37	197.29	649.07	3.29	3.290
576.00	30.83	115.20	3.74	3.736
960.16	43.00	192.03	4.47	4.466
1189.31	51.33	237.86	4.63	4.634
1970.59	94.81	394.12	4.16	4.157
2472.20	141.69	494.44	3.49	3.490
3351.87	197.29	670.37	3.40	3.398

Applicabilità dell'analisi lineare

			min	2.075
			max	5.031
			rapp	2.425
X		ag		
		0.189		
Msisma	Mres	M(ag)		ρ
391.33	26.36	73.96	2.81	2.806
684.59	36.26	129.39	3.57	3.568
911.88	44.28	172.35	3.89	3.892
815.30	50.30	154.09	3.06	3.063
767.84	59.49	145.12	2.44	2.439
684.41	80.91	129.35	1.60	
570.70	30.83	107.86	3.50	3.498
956.31	43.00	180.74	4.20	4.203
1179.97	51.33	223.01	4.35	4.345
1881.21	94.81	355.55	3.75	3.750
2248.27	141.69	424.92	3.00	2.999
3245.37	197.29	613.37	3.11	3.109
576.00	30.83	108.86	3.53	3.531
960.16	43.00	181.47	4.22	4.220
1189.31	51.33	224.78	4.38	4.380
1970.59	94.81	372.44	3.93	3.928
2472.20	141.69	467.25	3.30	3.298
3351.87	197.29	633.50	3.21	3.211

			min	2.582
			max	5.161
			rapp	1.998
Y		ag		
		0.149		
Msisma	Mres	M(ag)		ρ
720.14	24.61	107.30	4.36	4.360
969.68	33.29	144.48	4.34	4.340
1170.03	40.68	174.33	4.29	4.286
1248.28	46.69	185.99	3.98	3.983
1274.03	51.26	189.83	3.70	3.704
798.79	59.60	119.02	2.00	
1009.90	29.44	150.48	5.11	5.112
1422.78	41.74	211.99	5.08	5.079
1745.55	50.40	260.09	5.16	5.161
1726.60	60.35	257.26	4.26	4.263
2855.12	99.92	425.41	4.26	4.257
3258.36	147.95	485.50	3.28	3.281
724.09	26.36	107.89	4.09	4.093
992.26	36.26	147.85	4.08	4.078
1203.45	44.28	179.31	4.05	4.049
1306.86	50.30	194.72	3.87	3.871
1194.32	59.49	177.95	2.99	2.991
1769.03	96.93	263.59	2.72	2.719

Rotazione alla corda

- Valore limite della rotazione alla corda a collasso (CO, ovvero SLC)

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega)}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d})$$

- Moltiplicare per 0.85 negli elementi non dotati di adeguati dettagli antisismici
- Moltiplicare per 0.75 in presenza di barre lisce o ancoraggi non sufficienti
- Valore limite per DS (SLV):
moltiplicare per 0.75

Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega)}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d})$$

$\gamma_{el} = 1.5$ per gli elementi primari

$$\frac{1}{\gamma_{el}} = 0.6667$$

Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega)}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d})$$

$$f_c = \frac{f_{cm}}{FC} = \frac{28}{1,2} = 23,33 \text{ MPa}$$

$$v = \frac{N}{A_c f_c} = \frac{400 \times 10^3}{900 \times 10^2 \times 23,33} = 0,1905$$

$$0,3^v = 0,7951$$

Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^{\nu}) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d})$$

$$\omega = \frac{A_s}{b h} \frac{f_y}{f_c} \quad \omega' = \frac{A'_s}{b h} \frac{f_y}{f_c} \quad \text{per pilastri } \omega = \omega'$$

$$\left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} = 23,33^{0,225} = 2,0314$$

Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega)}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25 \left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right) (1,25^{100} \rho_d)$$

$L_v = 160 \text{ cm}$ luce di taglio = distanza dal punto di flesso

$h = 30 \text{ cm}$

$$\left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} = \left(\frac{160}{30} \right)^{0,35} = 1.7966$$

Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega)}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left[\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right]} (1,25^{100 \rho_d})$$

Contributo delle staffe: per staffatura modesta viene circa 1

Più precisamente, in questo caso, 1.0057 - lo trascuro

Contributo di ferri piegati - non ce ne sono

Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega)}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d})$$

Quindi, per DS (SLV):

$$\begin{aligned} \theta_{u(DS)} &= 0.75 \times 0.85 \times 0.6667 \times 0.0160 \times 0.7951 \times 2.0314 \times 1.7966 = \\ &= 0.0197 \end{aligned}$$

Spostamento relativo limite di interpiano

- Se le rotazioni alla corda in testa e al piede del pilastro sono uguali e se si trascura la rotazione dei nodi si ha:

$$u_{rel} = \theta_{u,DS} \times 2 L_v = \theta_{u,DS} \times h_p$$

Nell'esempio:

$$u_{rel} = 0.0197 \times 3200 = 63.1 \text{ mm}$$

Spostamento relativo limite di interpiano - direzione x

pilastro	piano
1	6
1	5
1	4
1	3
1	2
1	1
2	6
2	5
2	4
2	3
2	2
2	1
3	6
3	5
3	4
3	3
3	2
3	1

Nq	b	h	spo u per Nq	ag 0.1	ag 0.2	ag 0.3	ag 0.4
66.1	30	30	76.46	75.81	75.16	74.52	73.89
163.7	30	30	72.30	69.98	67.73	65.55	63.45
261.3	30	30	68.37	63.86	59.65	55.72	52.05
358.9	30	30	64.65	57.93	51.91	46.51	41.68
456.5	30	30	61.13	52.44	44.99	38.60	33.11
556.4	40	30	62.52	54.07	46.76	40.44	34.98
108.0	30	30	74.65	74.39	74.14	73.89	73.64
244.0	30	30	69.05	68.73	68.42	68.10	67.79
380.0	30	30	63.87	63.39	62.91	62.43	61.96
518.2	30	40	57.47	57.11	56.75	56.40	56.05
658.7	30	50	52.95	52.62	52.29	51.96	51.63
801.4	30	60	49.52	48.85	48.19	47.54	46.89
108.0	30	30	74.65	74.41	74.17	73.93	73.69
244.0	30	30	69.05	68.73	68.41	68.10	67.78
380.0	30	30	63.87	63.33	62.80	62.27	61.75
518.2	30	40	57.47	56.82	56.19	55.56	54.93
658.7	30	50	52.95	52.32	51.71	51.10	50.50
801.4	30	60	49.52	48.94	48.36	47.80	47.23

6
5
4
3
2
1

spo u min	spo u min	spo u min	spo u min	spo u min
73.12	72.47	71.82	71.17	70.53
67.33	65.08	62.91	60.82	58.79
61.99	57.79	53.87	50.22	46.81
56.00	52.62	47.90	42.85	38.34
51.72	47.54	42.68	38.31	33.11
48.45	43.88	38.89	34.46	30.54

Spostamento relativo limite di interpiano - direzione x

direzione x			spostamento relativo limite per rotazione				
trasverso	spostamento	spostamento		ag	ag	ag	ag
	assoluto (mm)	relativo (mm)	per Nq	0.1	0.2	0.3	0.4
6	531.219	51.957	73.12	72.47	71.82	71.17	70.53
5	479.262	93.377	67.33	65.08	62.91	60.82	58.79
4	385.885	125.204	61.99	57.79	53.87	50.22	46.81
3	260.681	110.991	56.00	52.62	47.90	42.85	38.34
2	149.691	96.024	51.72	47.54	42.68	38.31	33.11
1	53.667	53.667	48.45	43.88	38.89	34.46	30.54

accelerazione sopportabile					
	ag	ag	ag	ag	ag
per Nq	0.1	0.2	0.3	0.4	0.3609
1.407	1.395	1.382	1.370	1.358	1.362
0.721	0.697	0.674	0.651	0.630	0.638
0.495	0.462	0.430	0.401	0.374	0.384
0.505	0.474	0.432	0.386	0.345	0.361
0.539	0.495	0.444	0.399	0.345	0.366
0.903	0.818	0.725	0.642	0.569	0.597

La rotazione limite si raggiunge per
 $a_g = 0.361 g$

Spostamento relativo limite di interpiano - direzione y

direzione y		spostamento relativo limite per rotazione					
traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)	per Nq	ag 0.1	ag 0.2	ag 0.3	ag 0.4
6	861.216	84.558	73.12	72.21	71.30	70.41	69.53
5	776.657	134.367	67.33	64.56	61.91	59.37	56.93
4	642.291	178.088	61.99	57.29	52.94	48.92	45.21
3	464.203	196.837	56.00	50.98	46.40	41.76	36.33
2	267.366	178.268	51.72	46.51	40.37	33.18	27.27
1	89.098	89.098	48.45	43.33	38.29	31.83	26.46

accelerazione sopportabile					
per Nq	ag 0.1	ag 0.2	ag 0.3	ag 0.4	ag 0.2187
0.865	0.854	0.843	0.833	0.822	0.841
0.501	0.481	0.461	0.442	0.424	0.457
0.348	0.322	0.297	0.275	0.254	0.293
0.285	0.259	0.236	0.212	0.185	0.232
0.290	0.261	0.226	0.186	0.153	0.218
0.544	0.486	0.430	0.357	0.297	0.415

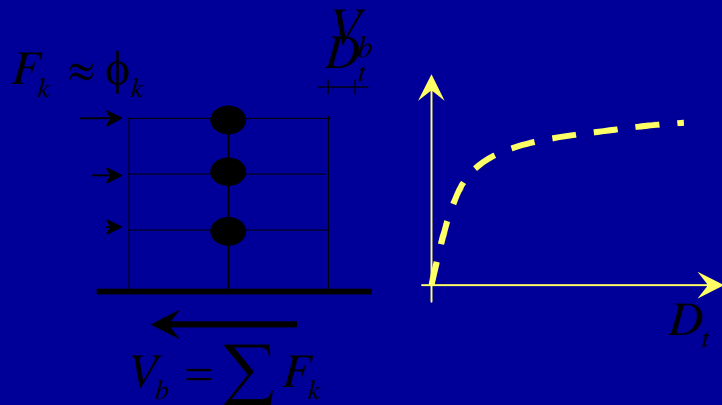
La rotazione limite si raggiunge per
 $a_g = 0.218 \text{ g}$

Analisi non lineare (pushover)

Ordinanza 3531

Analisi statica non lineare

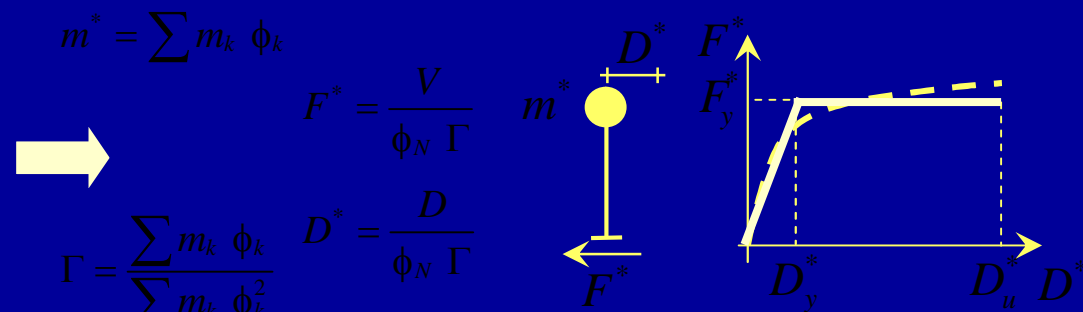
Telaio MDOF



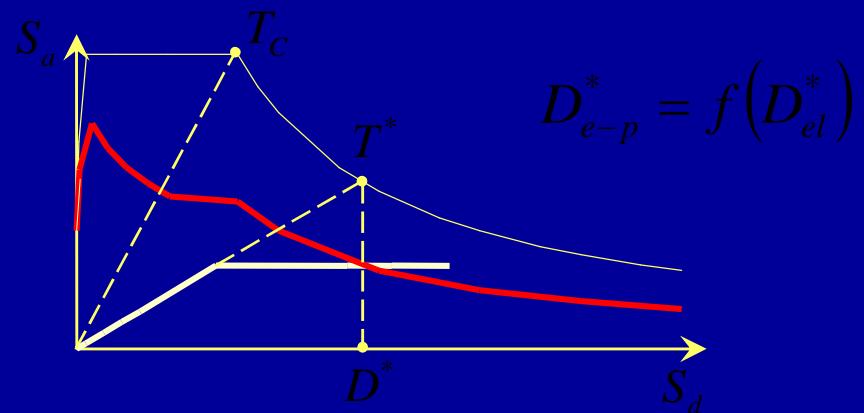
Spostamento richiesto (MDOF)

$$D_t = \Gamma D^*$$

Sistema SDOF equivalente

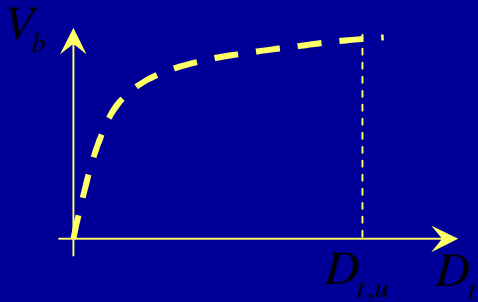


Spostamento richiesto (SDOF)

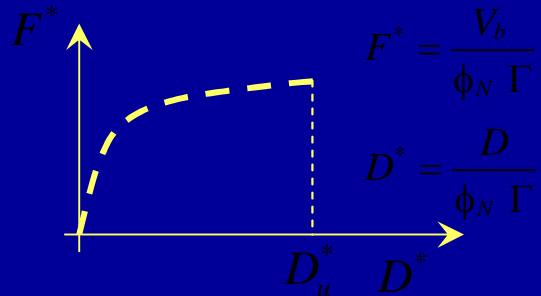


Sistema SDOF equivalente

1. Si determina la curva push-over (MDOF).

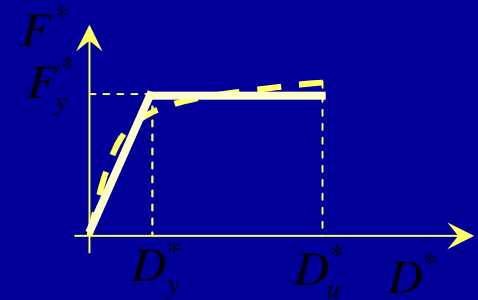


2. Si passa al sistema SDOF scalando ascisse e ordinate attraverso Γ .

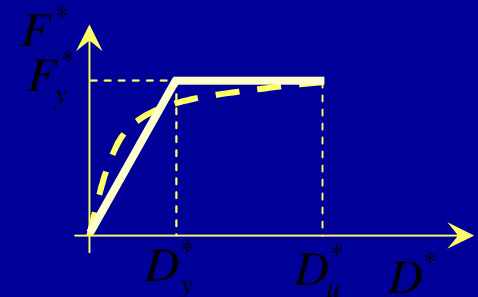


3. Si approssima la curva ottenuta con una bilineare.

Secondo
Fajfar



Secondo
OPCM 3274



Proposta alternativa

È veramente necessario passare al sistema SDOF?

Proposta:

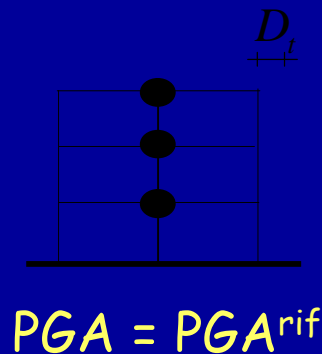
determinare lo spostamento richiesto (elasto-plastico) direttamente dallo spostamento (elastico) fornito dall'analisi modale con spettro di risposta del sistema MDOF

- corretto per tener conto della differenza $D_{e-p} - D_{el}$
- corretto per tener conto della pendenza iniziale della bilineare

Spostamento richiesto

1 - analisi modale

- Analisi modale con spettro di risposta (elastica)



$$D_{t,el}^{rif} = D_t$$
$$V_b^{rif} = V_b$$

$$T^{rif} = \text{periodo del modo predominante}$$

Nota: poiché il modello è elastico lineare, gli spostamenti variano linearmente con PGA

Spostamento richiesto

2 - spostamento elasto-plastico

- Come per SDOF, si assume:

$$D_{t,e-p} = D_{t,el}^{rif} \quad T \geq T_c$$

$$D_{t,e-p} = D_{t,el} \left(\frac{1}{q} \left(1 + (q-1) \frac{T_c}{T} \right) \right) \quad T < T_c$$

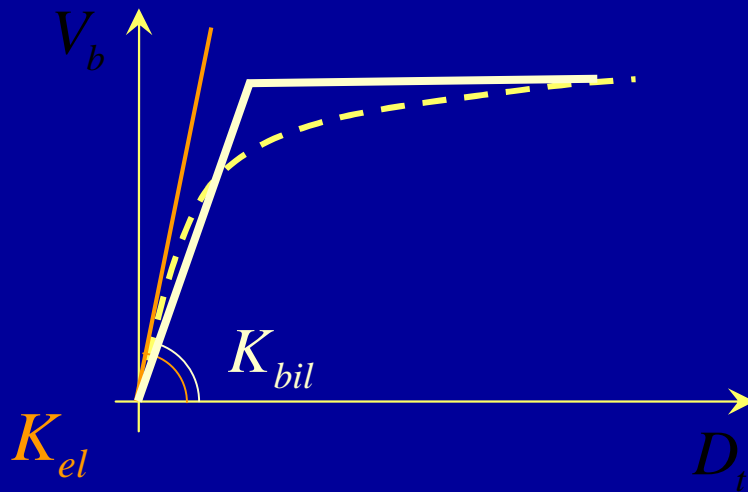
Nota: Il fattore di struttura q è dato da:

$$q = \frac{V_b^{rif}}{V_b^{SL}} \frac{PGA^{SL}}{PGA^{rif}} \quad PGA^{SL} = PGA^{rif} \frac{D_t^{SL}}{D_{t,e-p}}$$

Spostamento richiesto

3 - correzione

- La bilinearizzazione comporta una variazione di rigidezza e quindi di periodo



$$T_{bil} = T_{el} \sqrt{\frac{K_{el}}{K_{bil}}}$$

$$D_{t,cor} = D_{t,el} \frac{S_{de}(T_{bil})}{S_{de}(T_{el})}$$

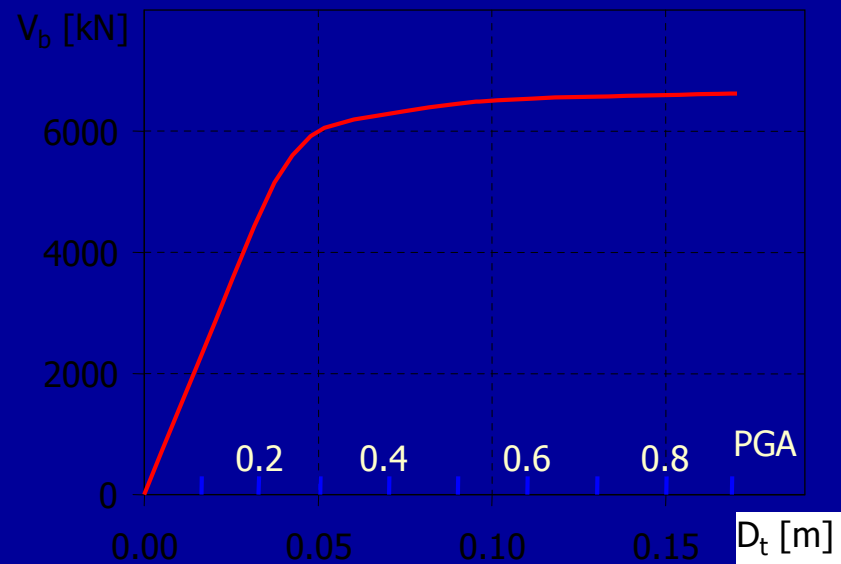
- Gli spostamenti si modificano in funzione della variazione di periodo

$S_{de}(T)$ = spostamento spettrale

Relazione spostamenti - PGA

- Con le relazioni precedenti, si può far corrispondere ad ogni spostamento un valore di PGA.

Si può quindi usare una doppia scala di riferimento per le ascisse



Validazione della proposta

Telai esaminati ed analisi


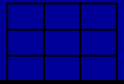
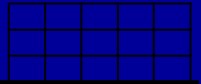
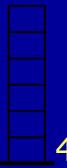
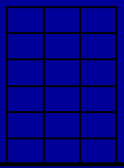
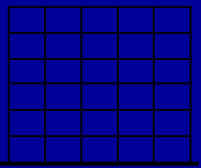
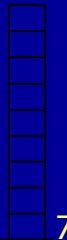
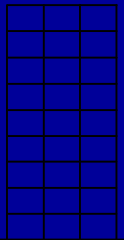
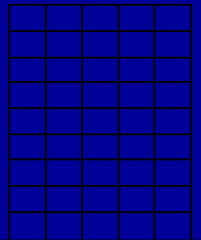



È stato considerato un insieme di 108 telai in acciaio che differiscono per:

- numero di piani
- numero di campate
- sezione delle travi
- carico sulle travi
- luce delle campate

Il campione di telai è descritto in Marino *et al.*, 1999 .

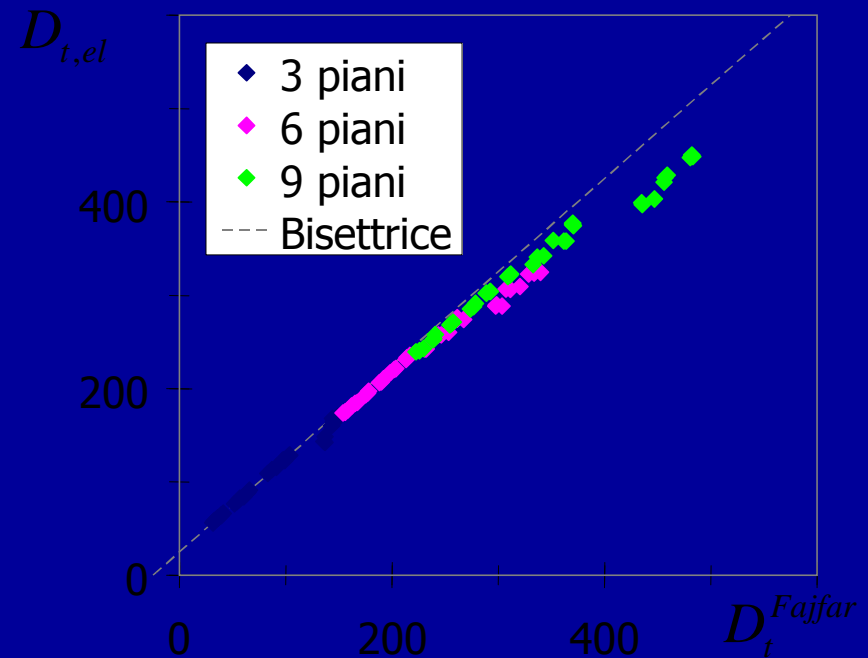
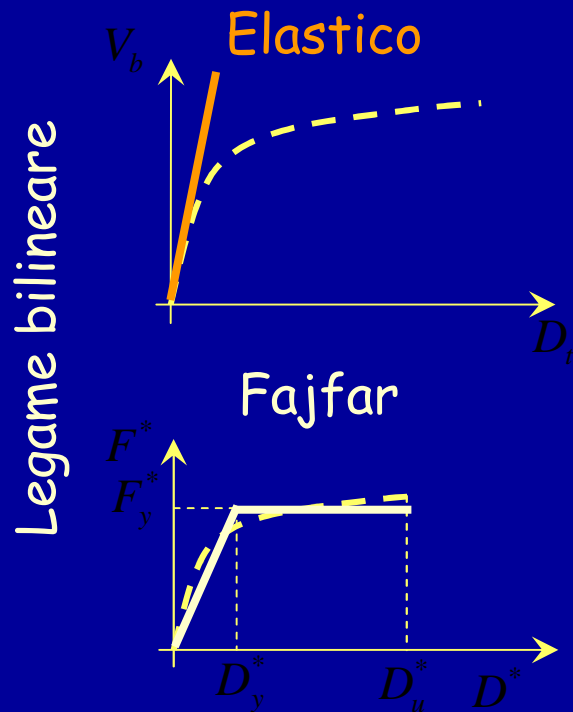
È stato valutato lo spostamento in testa di ciascun telaio attraverso l'analisi statica non lineare utilizzando diverse curve bilineari:

- secondo Fajfar
- secondo OPCM 3274
- Proposta

Schema geometrico					
	1		2		3
	4		5		6
	7		8		9
Profilati delle travi					
	IPE 220	IPE 240	IPE 270	IPE 300	IPE 330
Carico verticale q			Luce campate [m]		
	alto	basso		4.5	5.5

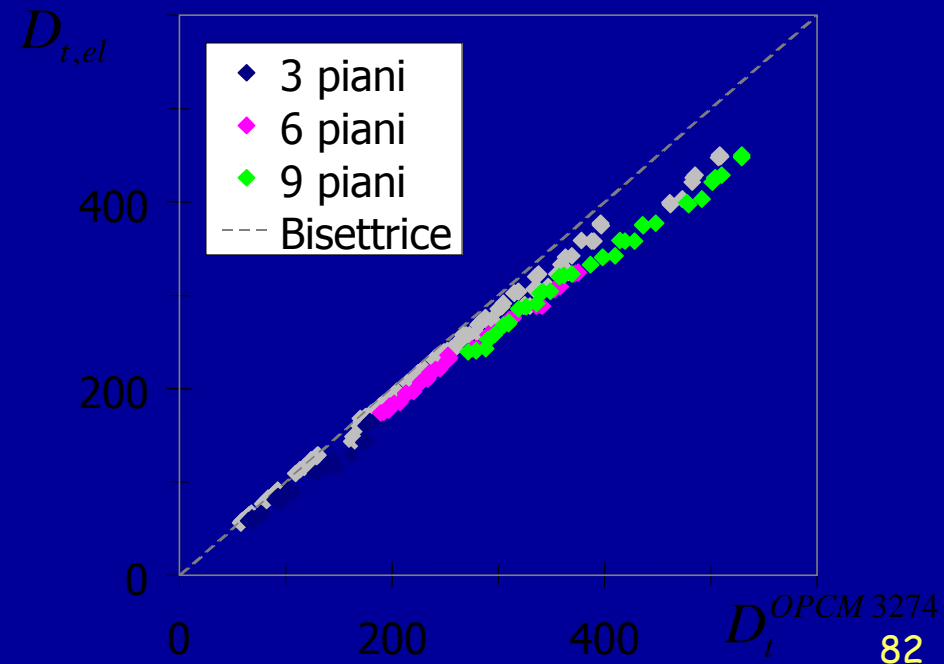
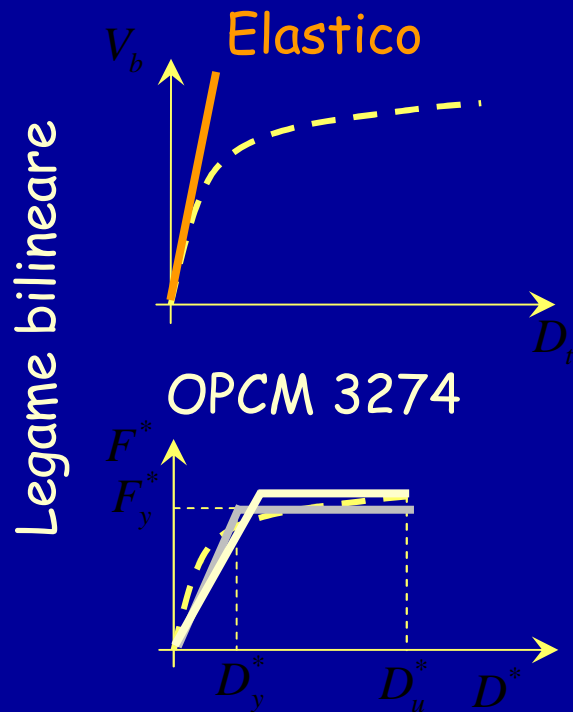
Confronto dei risultati ottenuti senza correzione

La rigidezza del sistema elastico è poco più grande di quella della bilineare di Fajfar e quindi si ottengono spostamenti appena minori.



Confronto dei risultati ottenuti senza correzione

La bilineare proposta dall'OPCM3274 ha una rigidezza ancora minore, pertanto lo scarto tra gli spostamenti cresce, pur rimanendo contenuto.

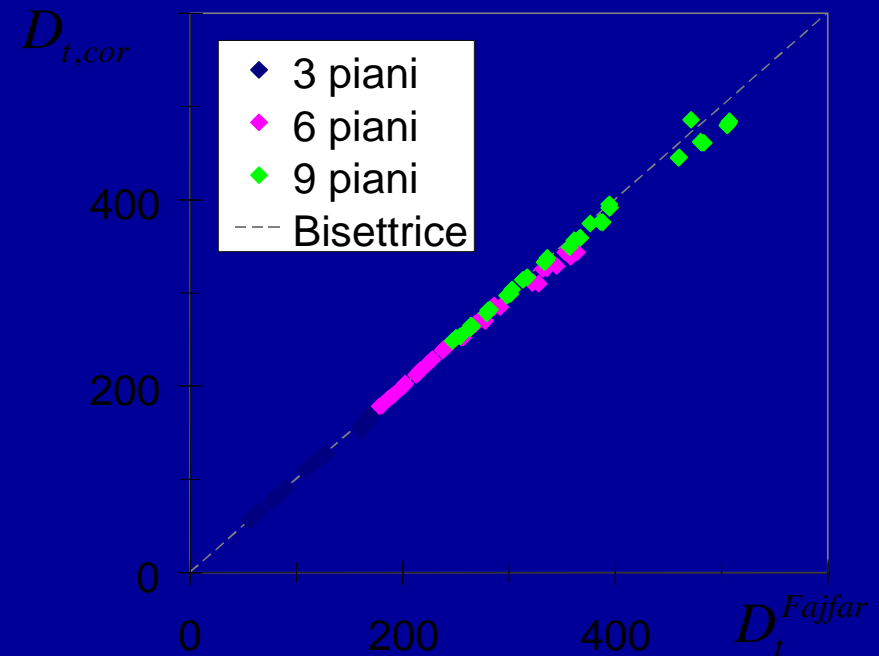


Confronto dei risultati ottenuti con correzione

Applicando la correzione proposta per tener conto della differenza di rigidezza si ottengono gli stessi risultati ottenuti attraverso la bilineare di Fajfar.

$$D_{t,cor} = D_{t,el} \frac{S_{de}(T_{bil})}{S_{de}(T_{el})}$$

$S_{de}(T)$ = spostamento spettrale

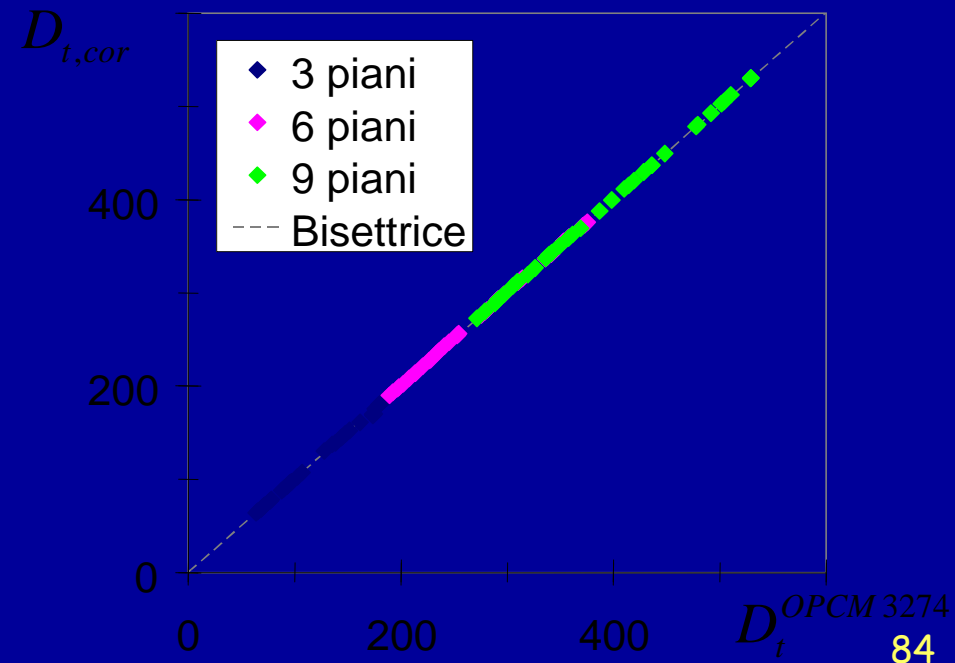


Confronto dei risultati ottenuti con correzione

Stesso risultato anche per la bilineare della OPCM3274.

$$D_{t,cor} = D_{t,el} \frac{S_{de}(T_{bil})}{S_{de}(T_{el})}$$

$S_{de}(T)$ = spostamento spettrale

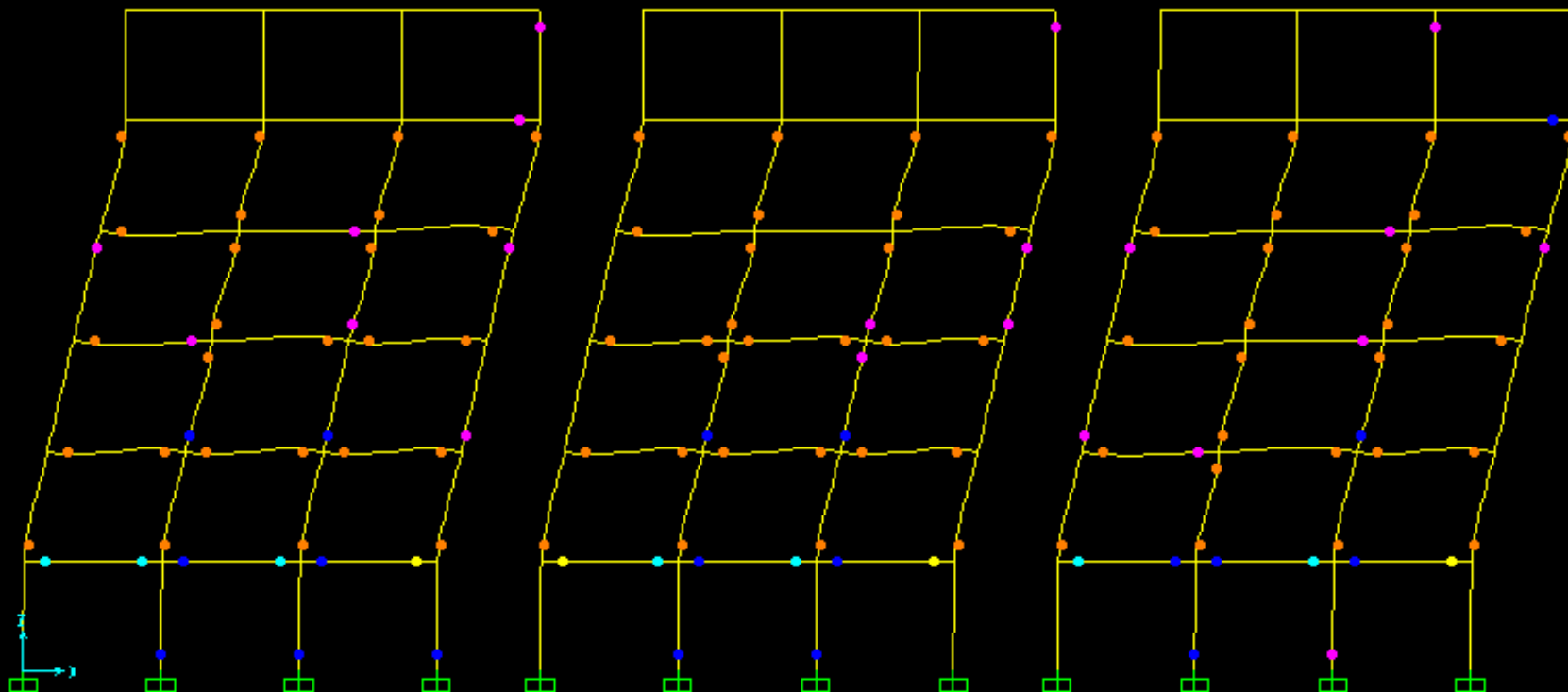


Conclusione

- Il procedimento proposto fornisce risultati sostanzialmente coincidenti con quelli del metodo N2
- Il procedimento è più semplice perché richiede l'uso di 1 solo schema anziché di 2
- Per questa caratteristica si propone di denominarlo "metodo N1"

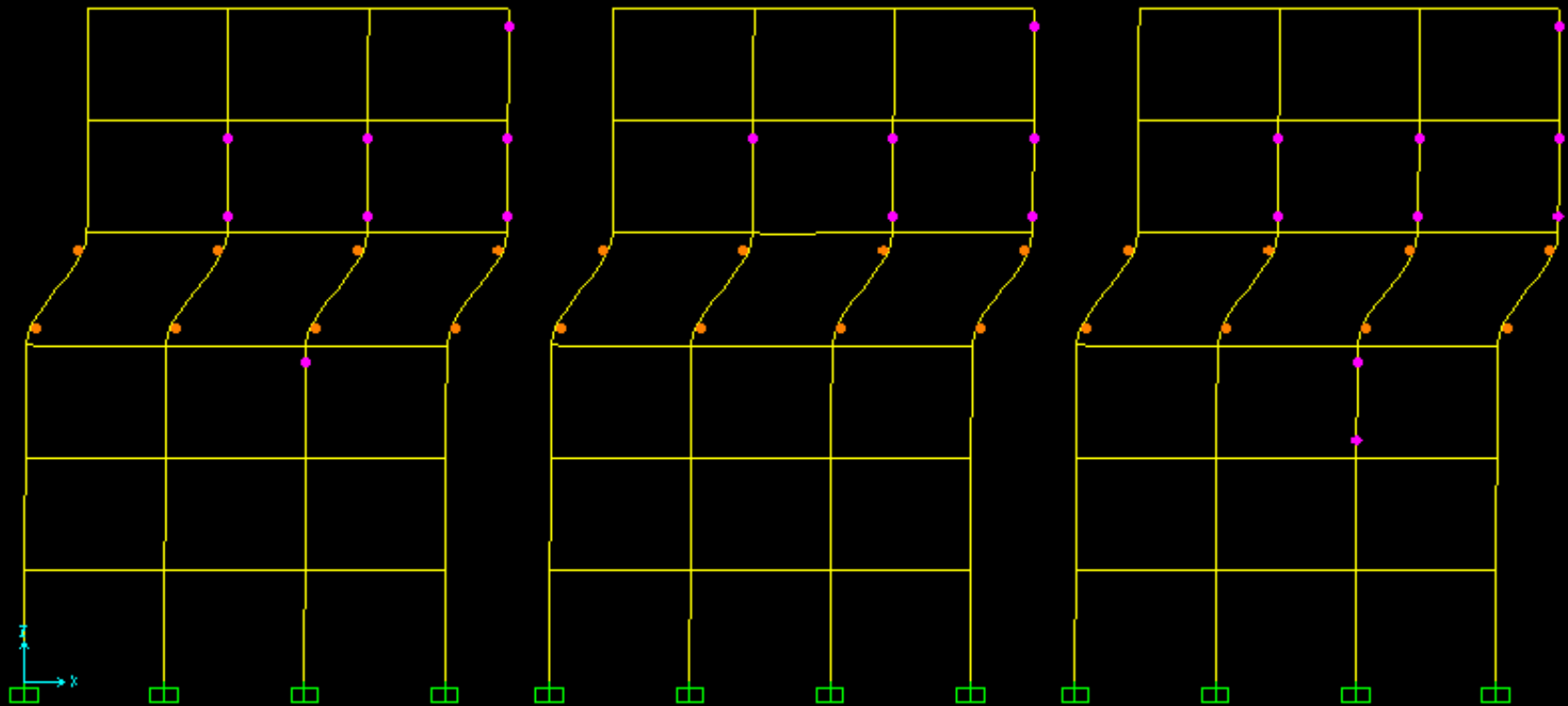
Direzione X

travi plasticizzate



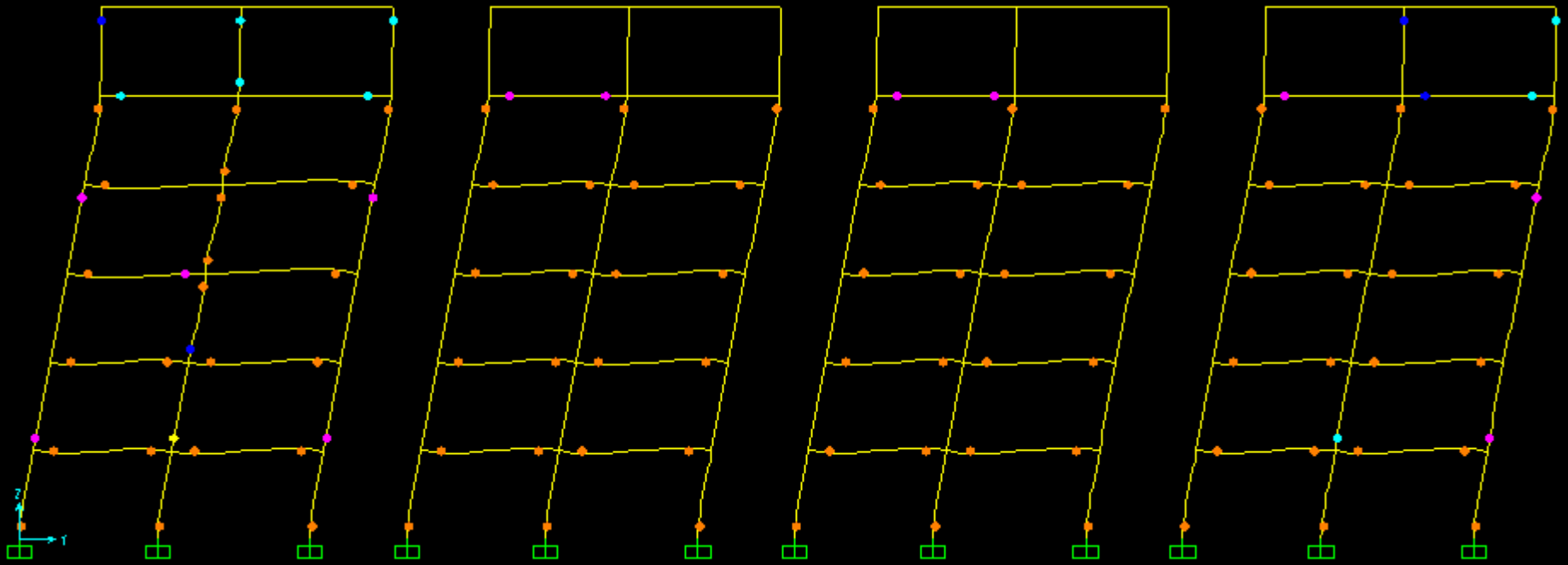
Direzione X

travi infinitamente resistenti



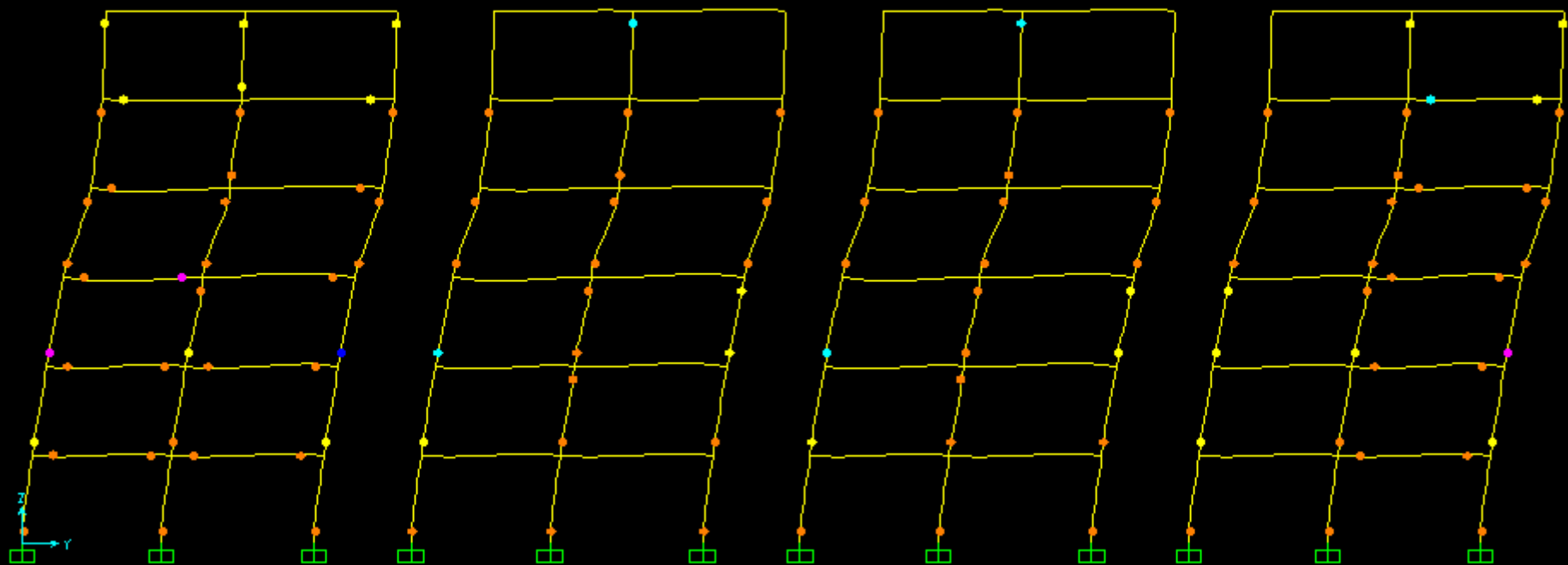
Direzione Y

travi e travetti plasticizzati



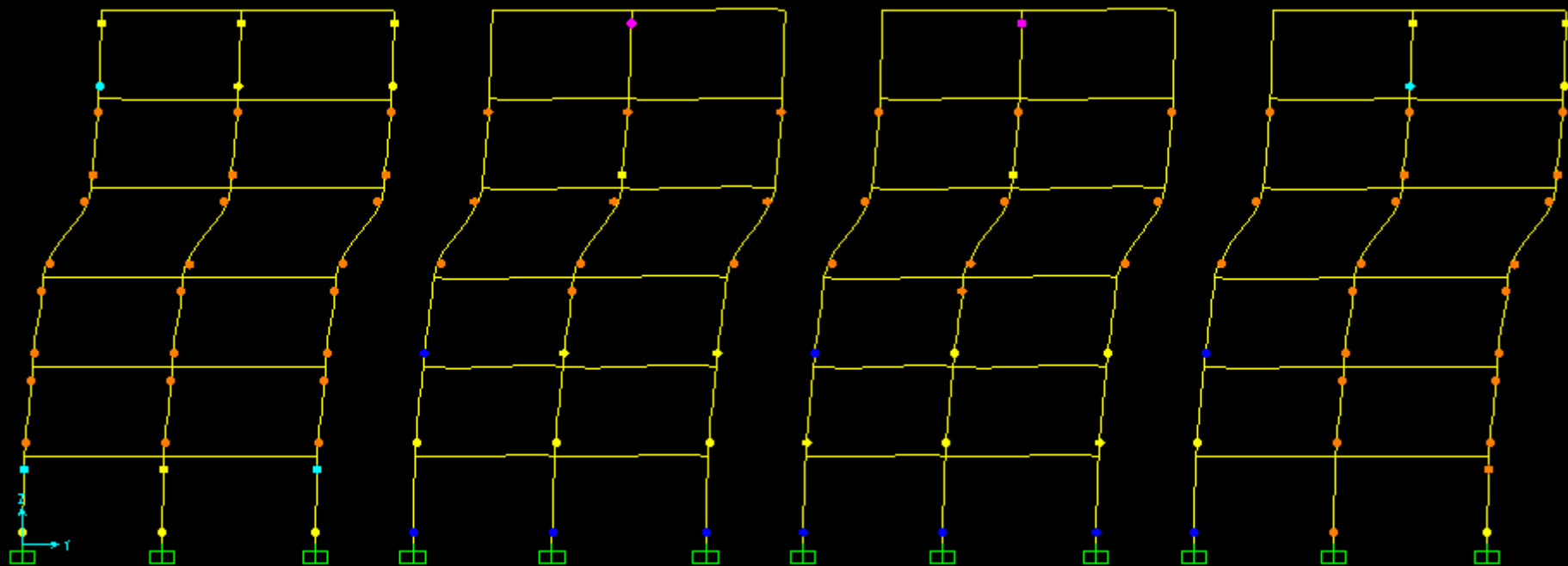
Direzione Y

travi plasticizzate, travetti no



Direzione Y

travi e travetti infinitamente resistenti



FINE

Per questa presentazione:

coordinamento

A. Gherzi

realizzazione

A. Gherzi

ultimo aggiornamento

14/11/2007