

Corso di aggiornamento

Verifica sismica degli edifici esistenti in c.a.

11 - Analisi lineare: verifica di resistenza - flessione

Forlì

29-31 gennaio 2015

Aurelio Ghersi

Analisi lineare

verifica di resistenza - flessione

Possibili modalità:

- Analisi elastica lineare con q
 - Analisi tradizionale, ma con q basso (1.5-3.0)
a meno che non si possa dimostrare che la struttura ha un buon comportamento duttile
- Analisi elastica lineare con determinazione della resistenza secondo le linee guida della Basilicata
 - Duttilità valutata per singolo elemento (con un α_{dut})
e tenendo conto del comportamento globale

Analisi lineare

con fattore di struttura q

Analisi lineare (modale o statica) con fattore di struttura q

- Il calcolo è effettuato usando uno spettro di progetto per SLV ($a_{g,10\%}$) ridotto col fattore di struttura q
- Verifica = confronto sollecitazione-resistenza
- Per calcolare le sollecitazioni su elementi duttili si può usare q tra 1.5 e 3.0 (in base a regolarità, ecc.)
- Per calcolare la resistenza degli elementi duttili si usa f_m diviso FC (non diviso per γ_m)

Analisi lineare (modale o statica) con fattore di struttura q

- È possibile limitarsi alla verifica, ma le forze sono molto elevate; è difficile che la verifica sia soddisfatta
- È possibile anche valutare il moltiplicatore α_{SLV} dello spettro che porta al limite la sezione più sollecitata
- Meglio ancora: è possibile determinare il valore di ρ (o $1/\rho$) per ciascuna sezione ed esprimere un giudizio sulla base di questi valori

Considerazioni:

- Il modello strutturale potrebbe includere anche tramezzi e tamponatore

Determinazione della resistenza dei pilastri

- Il momento resistente dei pilastri dipende
 - Da sezione e armatura (definite)
 - Dalle caratteristiche dei materiali (valutate con riferimento ai valori medi, ridotti mediante il fattore di confidenza e senza riduzione per il coefficiente parziale γ_M)

$$f_{cd} = \frac{\alpha f_{cm}}{FC} = \frac{0.85 \times 19}{1.2} = 13.46 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{ym}}{FC} = \frac{420}{1.2} = 350.0 \text{ MPa}$$

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

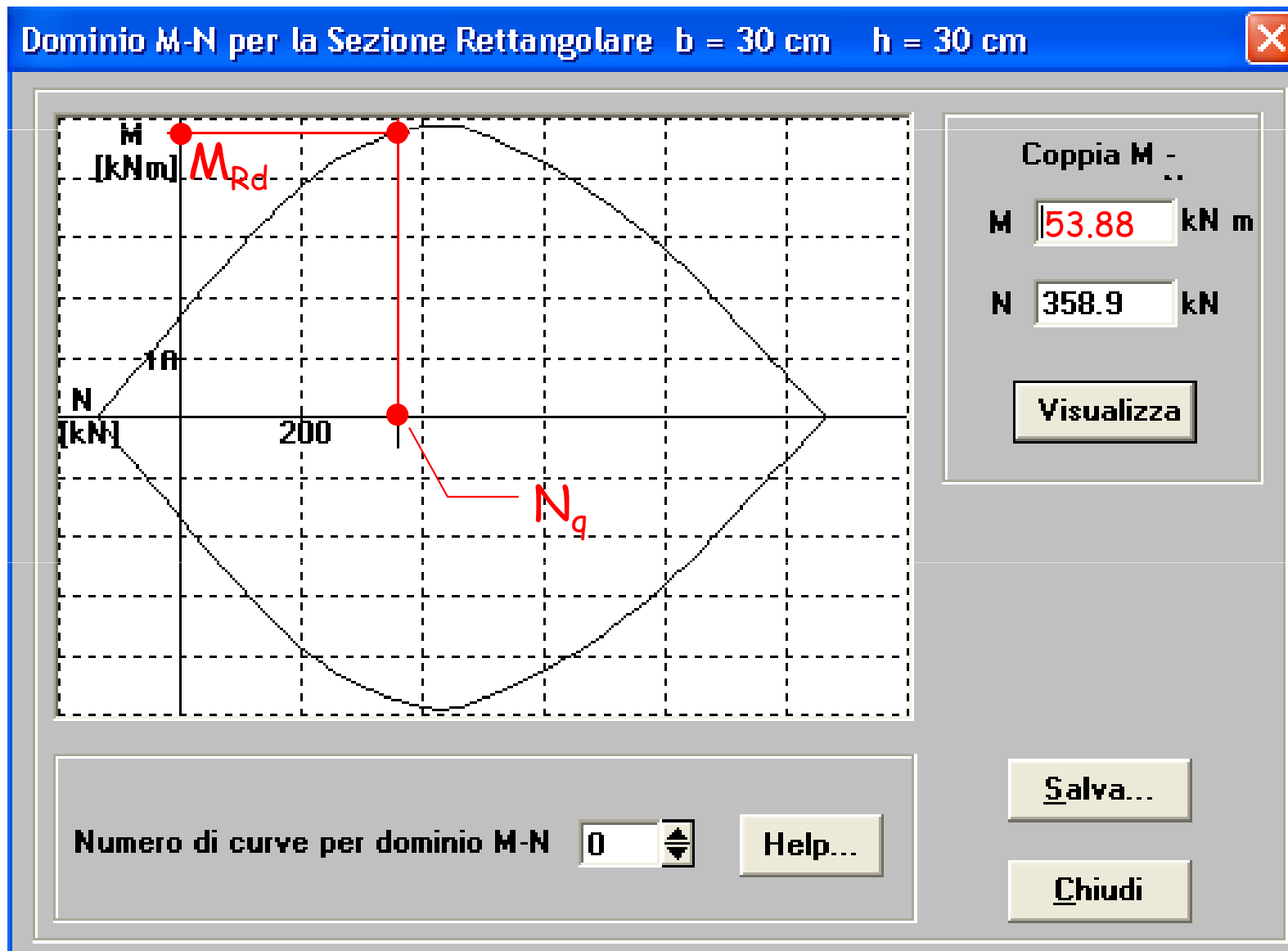
Determinazione della resistenza dei pilastri

- Sezioni, armature, sforzi normali N_q

pilastro	piano
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

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

N_q	b	h	n	n	f_i	A_s	$N_s=0$
			tot				MRd
66.1	30	30	4	2	12	2.26	29.03
163.7	30	30	4	2	12	2.26	39.03
261.3	30	30	4	2	12	2.26	47.35
358.9	30	30	4	2	12	2.26	53.88
456.5	30	30	4	2	14	3.08	64.58
556.4	40	30	6	3	14	4.62	87.72
108.0	30	30	4	2	12	2.26	33.53
244.0	30	30	4	2	12	2.26	46.00
380.0	30	30	4	2	12	2.26	55.05
518.2	30	40	6	2	14	3.08	101.89
658.7	30	50	6	2	14	3.08	151.81
801.4	30	60	6	2	14	3.08	210.92
108.0	30	30	4	2	12	2.26	33.53
244.0	30	30	4	2	12	2.26	46.00
380.0	30	30	4	2	12	2.26	55.05
518.2	30	40	6	2	14	3.08	101.89
658.7	30	50	6	2	14	3.08	151.81
801.4	30	60	6	2	14	3.08	210.92

Determinazione della resistenza dei pilastri

- Confronto sollecitazione - resistenza

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq	b	h	n	n	fi	As	Ns=0 MRd	ρ	1/ρ	ag pl
		analisi modale	q=1, ag/g=	0.250												
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1	30	30	4	2	12	2.26	29.03	3.098	32.3%	0.081
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7	30	30	4	2	12	2.26	39.03	3.957	25.3%	0.063
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3	30	30	4	2	12	2.26	47.35	4.296	23.3%	0.058
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07	358.9	30	30	4	2	12	2.26	53.88	3.432	29.1%	0.073
1	2	166.28	-175.33	106.74	601.43	456.5	30	30	4	2	14	3.08	64.58	2.715	36.8%	0.092
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4	40	30	6	3	14	4.62	87.72	1.741	57.4%	0.144

Resistenza 53.88 kNm

Sollecitazione 184.94 kNm

$$\rho = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{184.94}{53.88} = 3.432$$

$$\frac{1}{\rho} = 0.291 = 29.1\%$$

$$a_g = 0.291 \times 0.250 = 0.073 g$$

Determinazione della resistenza dei pilastri

- Confronto sollecitazione - resistenza

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq	b	h	n	n	fi	As	Ns=0 MRd	ρ	1/ρ	ag pl
		analisi modale	q=1, ag/g=	0.250					tot						min:	min:
															18.0%	0.045
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1	30	30	4	2	12	2.26	29.03	3.098	32.3%	0.081
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7	30	30	4	2	12	2.26	39.03	3.957	25.3%	0.063
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3	30	30	4	2	12	2.26	47.35	4.296	23.3%	0.058
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07	358.9	30	30	4	2	12	2.26	53.88	3.432	29.1%	0.073
1	2	166.28	-175.33	106.74	601.43	456.5	30	30	4	2	14	3.08	64.58	2.715	36.8%	0.092
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4	40	30	6	3	14	4.62	87.72	1.741	57.4%	0.144
2	6	130.59	-122.78	79.17	13.39	108.0	30	30	4	2	12	2.26	33.53	3.895	25.7%	0.064
2	5	215.70	-211.50	133.49	18.66	244.0	30	30	4	2	12	2.26	46.00	4.689	21.3%	0.053
2	4	263.48	-252.56	161.24	-30.36	380.0	30	30	4	2	12	2.26	55.05	4.787	20.9%	0.052
2	3	426.34	-393.12	255.99	-32.93	518.2	30	40	6	2	14	3.08	101.89	4.184	23.9%	0.060
2	2	514.65	-516.45	322.09	42.92	658.7	30	50	6	2	14	3.08	151.81	3.402	29.4%	0.073
2	1	363.79	-722.63	339.43	108.46	801.4	30	60	6	2	14	3.08	210.92	3.426	29.2%	0.073
19	6	131.59	-123.74	79.79	-16.42	76.8	30	30	4	2	12	2.26	30.21	4.357	23.0%	0.057
19	5	216.33	-211.60	133.72	-22.76	181.6	30	30	4	2	12	2.26	40.69	5.317	18.8%	0.047
19	4	273.67	-273.30	170.92	24.69	286.4	30	30	4	2	12	2.26	49.21	5.562	18.0%	0.045
19	3	230.12	-233.11	144.75	42.13	391.2	30	30	4	2	12	2.26	55.63	4.191	23.9%	0.060
19	2	194.72	-193.51	121.32	67.19	496.0	30	30	4	2	14	3.08	65.90	2.955	33.8%	0.085
19	1	234.61	-277.59	160.06	78.72	603.0	30	40	6	2	14	3.08	107.05	2.593	38.6%	0.096

Il minimo è $\frac{1}{\rho} = 18.0\%$ $a_g = 0.045 g$

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
		analisi modale	q=1, ag/g=	0.250								
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1	30	30	4	2	12	2.26
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7	30	30	4	2	12	2.26
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3	30	30	4	2	12	2.26
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07	358.9	30	30	4	2	12	2.26
1	2	166.28	-175.33	106.74	601.43	456.5	30	30	4	2	14	3.08
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4	40	30	6	3	14	4.62

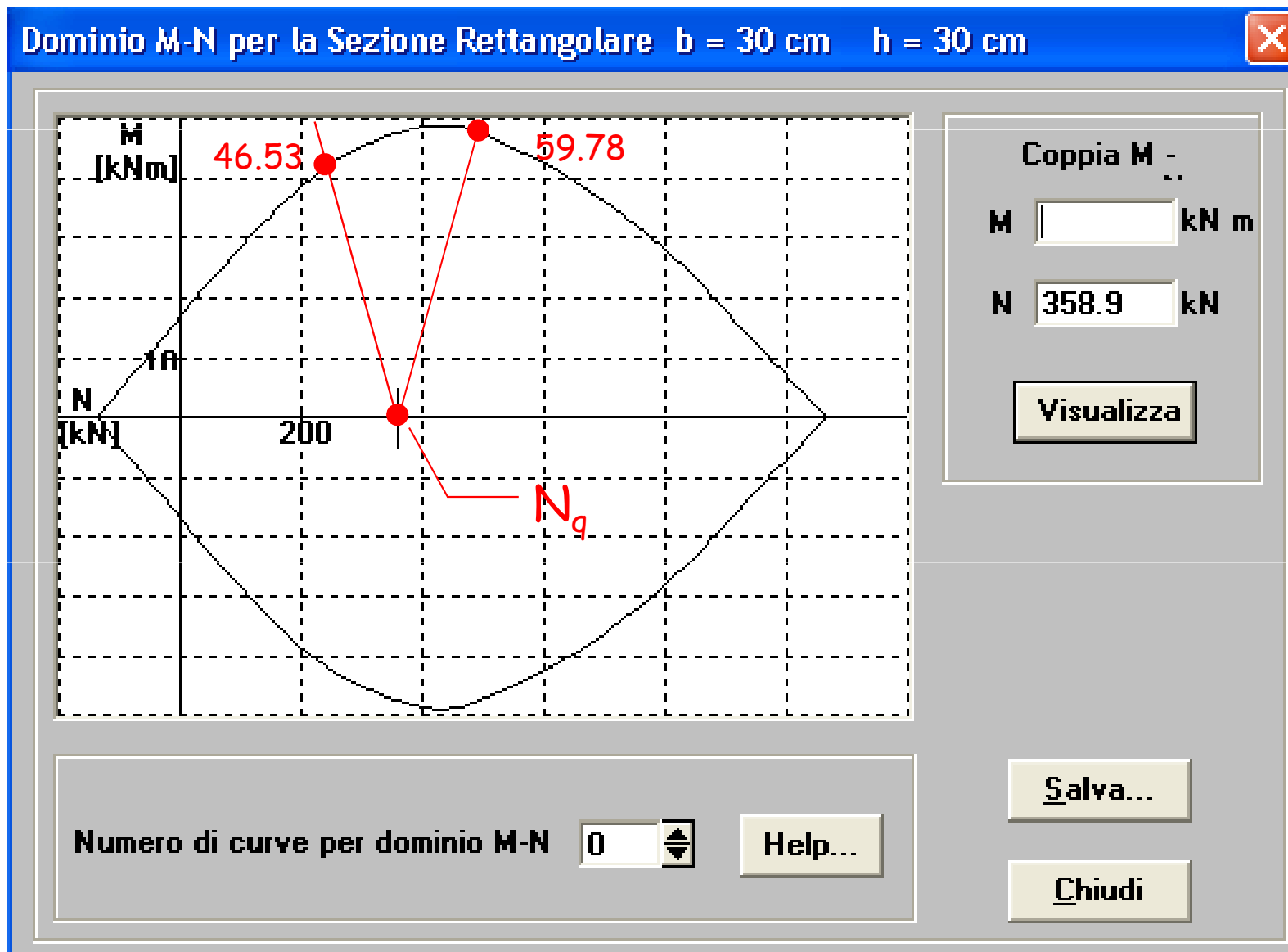
Al variare di $M_{s,max}$ varia anche N_s

$$M_{s,max} \quad \pm 184.94 \text{ kNm}$$

$$N_s \quad \pm 430.07 \text{ kNm}$$

Varia di conseguenza anche la resistenza M_{Rd}

Determinazione della resistenza dei pilastri



Determinazione della resistenza dei pilastri

- Momento resistente, anche con N da sisma

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq	b	h	n	n	fi	As	Ns=0 MRd	sisma + MRd	sisma - MRd
		analisi modale	q=1, ag/g=	0.250											
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1	30	30	4	2	12	2.26	29.03	27.84	30.31
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7	30	30	4	2	12	2.26	39.03	36.10	42.26
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3	30	30	4	2	12	2.26	47.35	42.76	52.15
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07	358.9	30	30	4	2	12	2.26	53.88	46.53	59.78
1	2	166.28	-175.33	106.74	601.43	456.5	30	30	4	2	14	3.08	64.58	54.12	65.46
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4	40	30	6	3	14	4.62	87.72	65.44	87.79

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

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

pilastro	piano	Ns=0 MRd	ρ	1/ ρ min:	ag pl min:	sisma + MRd	ag	sisma - MRd	ag
				18.0%	0.045		0.045		0.045
1	6	29.03	3.098	32.3%	0.081	27.84	0.077	30.31	0.084
1	5	39.03	3.957	25.3%	0.063	36.10	0.058	42.26	0.068
1	4	47.35	4.296	23.3%	0.058	42.76	0.053	52.15	0.064
1	3	53.88	3.432	29.1%	0.073	46.53	0.063	59.78	0.081
1	2	64.58	2.715	36.8%	0.092	54.12	0.077	65.46	0.093
1	1	87.72	1.741	57.4%	0.144	65.44	0.107	87.79	0.144
2	6	33.53	3.895	25.7%	0.064	33.17	0.064	33.88	0.065
2	5	46.00	4.689	21.3%	0.053	45.69	0.053	46.32	0.054
2	4	55.05	4.787	20.9%	0.052	55.38	0.053	54.71	0.052
2	3	101.89	4.184	23.9%	0.060	102.44	0.060	101.34	0.059
2	2	151.81	3.402	29.4%	0.073	150.73	0.073	152.88	0.074
2	1	210.92	3.426	29.2%	0.073	207.70	0.072	214.00	0.074
19	6	30.21	4.357	23.0%	0.057	30.62	0.058	29.80	0.057
19	5	40.69	5.317	18.8%	0.047	41.08	0.047	40.30	0.047
19	4	49.21	5.562	18.0%	0.045	48.89	0.045	49.52	0.045
19	3	55.63	4.191	23.9%	0.060	55.11	0.059	56.13	0.060
19	2	65.90	2.955	33.8%	0.085	65.19	0.084	66.49	0.085
19	1	107.05	2.593	38.6%	0.096	105.42	0.095	108.52	0.098

Il valore minimo
è 0.045 g
(pilastro 19,
quarto piano)

$\rho=5.56$

$1/\rho=18.0\%$

Il risultato complessivo non cambia

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

pilastro	piano	Ns=0 MRd	ρ	1/ ρ min:	ag pl min:	sisma + MRd	ag	sisma - MRd	ag
				14.2%	0.036		0.035		0.036
17	6	27.28	5.751	17.4%	0.043	26.34	0.042	28.27	0.045
17	5	36.01	5.846	17.1%	0.043	33.51	0.040	38.79	0.046
17	4	43.58	5.834	17.1%	0.043	39.59	0.039	47.92	0.047
17	3	49.92	5.431	18.4%	0.046	44.52	0.041	55.27	0.051
17	2	54.97	5.033	19.9%	0.050	48.44	0.044	59.98	0.054
17	1	64.73	2.681	37.3%	0.093	52.04	0.075	63.77	0.092
9	6	32.12	6.847	14.6%	0.037	32.05	0.036	32.19	0.037
9	5	44.68	6.913	14.5%	0.036	44.48	0.036	44.89	0.036
9	4	53.99	7.023	14.2%	0.036	53.71	0.035	54.27	0.036
9	3	65.84	5.695	17.6%	0.044	65.55	0.044	66.10	0.044
9	2	108.32	5.723	17.5%	0.044	107.71	0.043	108.89	0.044
9	1	159.70	4.433	22.6%	0.056	157.98	0.056	161.27	0.057
18	6	30.21	0.783	127.7%	0.319	29.07	0.307	31.41	0.332
18	5	40.69	1.227	81.5%	0.204	39.17	0.196	42.28	0.212
18	4	49.21	1.075	93.1%	0.233	46.76	0.221	51.67	0.244
18	3	55.63	0.822	121.6%	0.304	52.10	0.285	58.63	0.321
18	2	65.90	0.861	116.2%	0.290	62.96	0.277	67.31	0.297
18	1	89.73	1.532	65.3%	0.163	87.44	0.159	91.64	0.167

Il valore minimo
è 0.036 g
(pilastro 9,
quarto piano)

$\rho=7.02$

$1/\rho=14.2\%$

In direzione y la situazione è peggiore

Moltiplicatore del sisma che porta le travi al limite (direzione y)

Trave	impalcato		ρ		$1/\rho$	
			per M- ρ max	per M+ 25.28	per M- $1/\rho$ min	per M+ 4.0%
17-9	6	M sin	4.69	2.86	21.3%	34.9%
		M des	3.41	2.02	29.3%	49.4%
17-9	5	M sin	16.04	4.89	6.2%	20.5%
		M des	4.32	3.35	23.1%	29.8%
17-9	4	M sin	20.68	6.41	4.8%	15.6%
		M des	5.73	4.32	17.4%	23.1%
17-9	3	M sin	22.71	7.32	4.4%	13.7%
		M des	6.47	4.69	15.5%	21.3%
17-9	2	M sin	22.99	7.68	4.3%	13.0%
		M des	8.64	5.90	11.6%	16.9%
17-9	1	M sin	15.69	6.38	6.4%	15.7%
20-12	6	M sin	4.48	2.99	22.3%	33.4%
		M des	4.74	2.65	21.1%	37.7%
20-12	5	M sin	15.54	5.16	6.4%	19.4%
		M des	8.03	4.88	12.5%	20.5%
20-12	4	M sin	20.97	6.83	4.8%	14.6%
		M des	10.59	6.25	9.4%	16.0%
20-12	3	M sin	24.71	8.38	4.0%	11.9%
		M des	16.27	8.49	6.1%	11.8%
20-12	2	M sin	24.83	8.83	4.0%	11.3%
		M des	22.19	9.79	4.5%	10.2%
20-12	1	M sin	25.28	7.87	4.0%	12.7%
		M des	19.64	8.44	5.1%	11.8%

Le travi in direzione y
possono portare un sisma
ancora più basso

Il limite è raggiunto sempre
per momento negativo

Il valore minimo
è 0.010 g
(trave 20-12,
primo piano)

$\rho=25.3$

$1/\rho=4.0\%$

I valori sono così bassi perché le
travi in direzione y non portano
carichi verticali e hanno quindi
armatura minima

Conclusioni

per analisi lineare con fattore di struttura

- La situazione è peggiore in direzione y (ma in x non sta molto meglio)
- Le travi (specialmente quelle in direzione y) si danneggiano quasi subito e sempre prima dei pilastri



ma questo è positivo, perché consente di usare un fattore di struttura maggiore

- Se ci si basa sul danneggiamento delle travi, anche considerando $q=3$ si deve assumere come valore di collasso

$$a_g = 3 \times 0.010 = 0.03 \text{ g} \quad (12.0\% \text{ di } 0.25g)$$

Conclusioni

per analisi lineare con fattore di struttura

- La situazione è peggiore in direzione y (ma in x non sta molto meglio)
- Le travi (specialmente quelle in direzione y) si danneggiano quasi subito e sempre prima dei pilastri



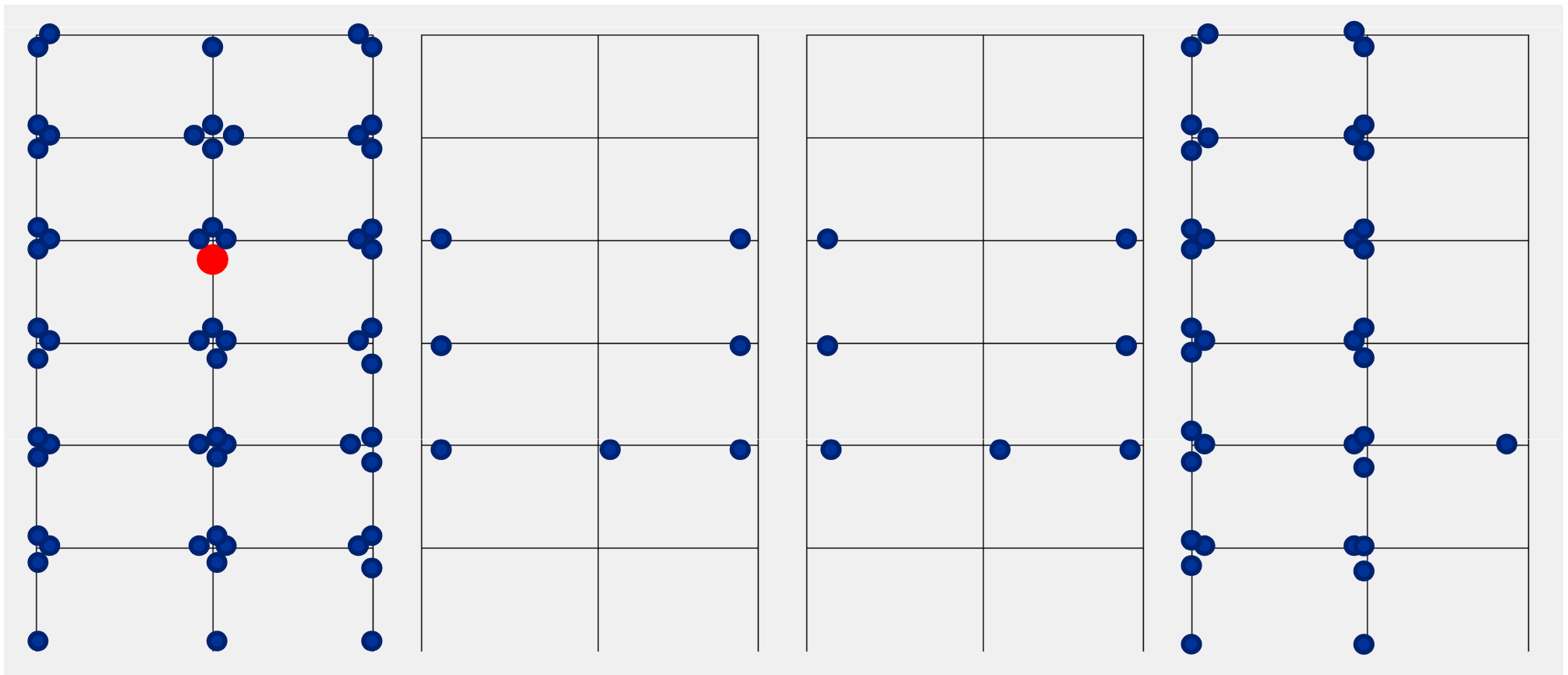
ma questo è positivo, perché consente di usare un fattore di struttura maggiore

- Se si accetta il danneggiamento delle travi (perché le si ritiene duttili) e ci si sofferma su quello dei pilastri, si può considerare $q=3$ ed assumere come valore di collasso

$$a_g = 3 \times 0.036 = 0.108 \text{ g} \quad (42.6\% \text{ di } 0.25\text{g})$$

Telai in direzione y

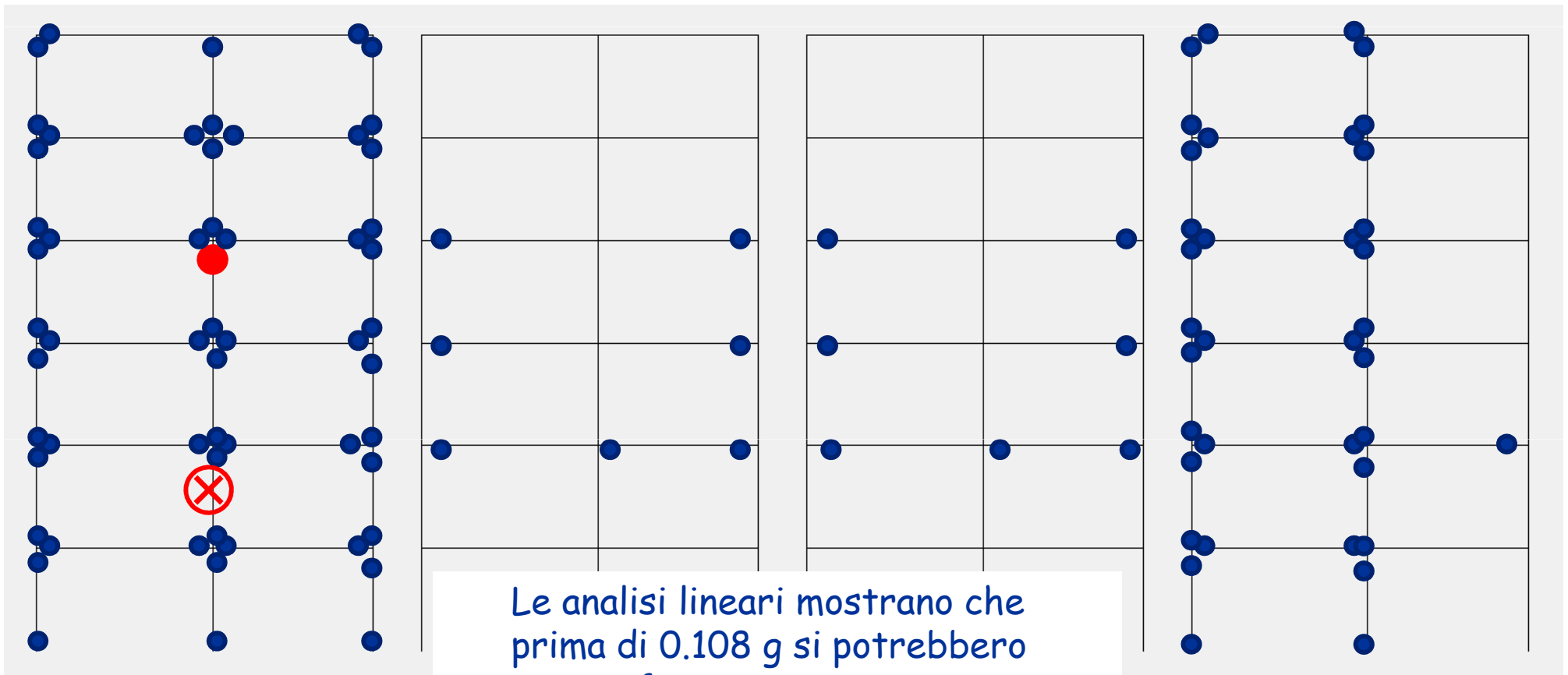
- La prima plasticizzazione nei pilastri avviene per $\rho=7.0$ (14.2% di 0.25 g)



- Le analisi lineari mostrano che prima di 0.108 g si potrebbero essere formate numerose cerniere

Telai in direzione y

- La prima plasticizzazione nei pilastri avviene per $\rho=7.0$ (14.2% di 0.25 g)



✗ ma la rottura a taglio avviene per $\rho=5.45$ (0.046 g, 18.3% di 0.25 g)

Analisi lineare

Linee guida Basilicata, appendice D

Valutazione della resistenza

- Si ipotizza un meccanismo di collasso di piano, con tutti i pilastri plasticizzati
- Si determina per ogni pilastro il corrispondente valore del taglio di collasso

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

$\alpha h_p =$ 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} , che dipende dallo sforzo normale

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

$$\sigma_c = \frac{N_q}{A_c}$$

$$f_c = f_{cm}$$

Più precisamente: diviso FC

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

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

Ad esempio: irregolarità di resistenza

per tener conto se la resistenza a taglio di un piano j è inferiore di quella al piano superiore $j+1$ si usa il coefficiente riduttivo ρ_{1b}

$$\rho_{1b} = 0.6 + 0.4 \frac{(V_{Rd} / V_{Ed})_j}{(V_{Rd} / V_{Ed})_{j+1}} \quad 0.8 \leq \rho_{1b} \leq 1$$

Valutazione della resistenza

- Moltiplicatore di collasso - in realtà di DS, o SLV: determinato come rapporto tra taglio di collasso e taglio da sisma (calcolato per $a_g = 0.25 g$)

Considerazioni:

- l'analisi lineare con fattore di struttura q (1.5-3) si arresta quando **un solo** elemento raggiunge M_{Rd}
- L'analisi secondo le linee guida della Basilicata somma il contributo di **tutti** i pilastri, ciascuno scalato con un suo "fattore di struttura"

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione x

pilastro	piano	Nq	α_{DUT}	b	h
1	6	66.1	3.000	30	30
1	5	163.7	2.995	30	30
1	4	261.3	2.815	30	30
1	3	358.9	2.637	30	30
1	2	456.5	2.462	30	30
1	1	556.4	2.532	40	30
2	6	108.0	3.000	30	30
2	5	244.0	2.847	30	30
2	4	380.0	2.599	30	30
2	3	518.2	2.583	30	40
2	2	658.7	2.572	30	50
2	1	801.4	2.562	30	60
3	6	108.0	3.000	30	30
3	5	244.0	2.847	30	30
3	4	380.0	2.599	30	30
3	3	518.2	2.583	30	40
3	2	658.7	2.572	30	50
3	1	801.4	2.562	30	60
4	6	108.0	3.000	30	30
4	5	244.0	2.847	30	30
4	4	380.0	2.599	30	30
4	3	518.2	2.583	30	40
4	2	658.7	2.572	30	50
4	1	801.4	2.562	30	60

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

$$f_c = 19 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{DUT} = 3 \left[0.2 + 0.9 \left(1 - \frac{5.07}{19} \right)^{1.2} \right] = 2.462$$

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

Nq	α_{DUT}	b	h
66.1	3.000	30	30
163.7	2.995	30	30
261.3	2.815	30	30
358.9	2.637	30	30
456.5	2.462	30	30
556.4	2.532	40	30
108.0	3.000	30	30
244.0	2.847	30	30
380.0	2.599	30	30
518.2	2.583	30	40
658.7	2.572	30	50
801.4	2.562	30	60
108.0	3.000	30	30
244.0	2.847	30	30
380.0	2.599	30	30
518.2	2.583	30	40
658.7	2.572	30	50
801.4	2.562	30	60
108.0	3.000	30	30
244.0	2.847	30	30
380.0	2.599	30	30
518.2	2.583	30	40
658.7	2.572	30	50
801.4	2.562	30	60

Ns=0		
MRd	V(MRd)	Vcoll
29.03	18.14	54.43
39.03	24.40	73.07
47.35	29.59	83.31
53.88	33.68	88.81
64.58	40.36	99.37
87.72	54.83	138.82
33.53	20.95	62.86
46.00	28.75	81.85
55.05	34.40	89.42
101.89	63.68	164.52
151.81	94.88	244.01
210.92	131.83	337.71
33.53	20.95	62.86
46.00	28.75	81.85
55.05	34.40	89.42
101.89	63.68	164.52
151.81	94.88	244.01
210.92	131.83	337.71
33.53	20.95	62.86
46.00	28.75	81.85
55.05	34.40	89.42
101.89	63.68	164.52
151.81	94.88	244.01
210.92	131.83	337.71

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione x

pilastro	piano	Ns=0 MRd	V(MRd)	Vcoll
1	6	29.03	18.14	54.43
1	5	39.03	24.40	73.07
1	4	47.35	29.59	83.31
1	3	53.88	33.68	88.81
1	2	64.58	40.36	99.37
1	1	87.72	54.83	138.82
2	6	33.53	20.95	62.86
2	5	46.00	28.75	81.85
2	4	55.05	34.40	89.42
2	3	101.89	63.68	164.52
2	2	151.81	94.88	244.01
2	1	210.92	131.83	337.71
3	6	33.53	20.95	62.86
3	5	46.00	28.75	81.85
3	4	55.05	34.40	89.42
3	3	101.89	63.68	164.52
3	2	151.81	94.88	244.01
3	1	210.92	131.83	337.71
4	6	33.53	20.95	62.86
4	5	46.00	28.75	81.85
4	4	55.05	34.40	89.42
4	3	101.89	63.68	164.52
4	2	151.81	94.88	244.01
4	1	210.92	131.83	337.71

$$54.43 + 62.86 + \dots = 733.24$$

	Vres	Vcoll	p1b	ag.coll
6	244.41	733.24	1.000	0.246
5	329.86	948.28	0.913	0.168
4	405.28	1073.69	0.986	0.162
3	588.95	1505.19	1.000	0.197
2	800.01	2004.87	1.000	0.231
1	1117.86	2807.94	1.000	0.306

$$\frac{733.24}{744.56} \times 0.25 \times \rho_{1b} = 0.246$$

	Vsisma
6	744.56
5	1285.37
4	1635.89
3	1911.24
2	2167.15
1	2291.83

$$a_{g,COL} = 0.162 g$$

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	2.901	30	30
296.5	2.751	30	30
378.5	2.602	30	30
460.5	2.455	30	30
94.6	3.000	30	30
227.7	2.877	30	30
360.8	2.634	30	30
493.9	2.395	30	30
629.3	2.434	30	40
766.9	2.455	30	50
66.1	3.000	30	30
163.7	2.995	30	30
261.3	2.815	30	30
358.9	2.637	30	30
456.5	2.462	30	30
556.4	2.532	30	40
76.8	3.000	30	30
181.6	2.962	30	30
286.4	2.769	30	30
391.2	2.579	30	30
496.0	2.392	30	30
603.0	2.469	40	30

Ns=0		
MRd	V(MRd)	Vcoll
27.28	17.05	51.15
36.01	22.51	67.53
43.58	27.24	79.02
49.92	31.20	85.82
54.97	34.35	89.38
64.73	40.46	99.31
32.12	20.07	60.22
44.68	27.93	80.34
53.99	33.74	88.87
65.84	41.15	98.57
108.32	67.70	164.80
159.70	99.81	245.08
29.03	18.14	54.43
39.03	24.40	73.07
47.35	29.59	83.31
53.88	33.68	88.81
64.58	40.36	99.37
104.41	65.26	165.23
30.21	18.88	56.63
40.69	25.43	75.33
49.21	30.75	85.16
55.63	34.77	89.66
65.90	41.19	98.50
89.73	56.08	138.49

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	27.28	17.05	51.15
17	5	36.01	22.51	67.53
17	4	43.58	27.24	79.02
17	3	49.92	31.20	85.82
17	2	54.97	34.35	89.38
17	1	64.73	40.46	99.31
9	6	32.12	20.07	60.22
9	5	44.68	27.93	80.34
9	4	53.99	33.74	88.87
9	3	65.84	41.15	98.57
9	2	108.32	67.70	164.80
9	1	159.70	99.81	245.08
1	6	29.03	18.14	54.43
1	5	39.03	24.40	73.07
1	4	47.35	29.59	83.31
1	3	53.88	33.68	88.81
1	2	64.58	40.36	99.37
1	1	104.41	65.26	165.23
18	6	30.21	18.88	56.63
18	5	40.69	25.43	75.33
18	4	49.21	30.75	85.16
18	3	55.63	34.77	89.66
18	2	65.90	41.19	98.50
18	1	89.73	56.08	138.49

	Vres	Vcoll	p1b	ag.coll
6	244.41	733.24	1.000	0.331
5	329.86	948.28	0.935	0.248
4	405.28	1073.69	1.000	0.248
3	548.21	1400.80	1.000	0.283
2	678.44	1693.22	1.000	0.295
1	901.25	2254.61	1.000	0.365

$$a_{g,col} = 0.248 g$$

ma per questo a_g i pilastri
senza trave non sono
plasticizzati

		momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	Ns=0 MRd
18	3	45.73	-43.60	55.63

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 y

	pil con travi	pil senza travi
	Vsisma	V sisma
6	504.74	49.03
5	721.60	171.53
4	877.68	203.30
3	1022.34	216.90
2	1187.34	246.35
1	1192.46	351.30

pilastri senza travi		pilastri con travi		tot		
ag	V(ag)	Vres	Vcoll	Vcoll	p1b	ag.coll
0.145	28.37	97.36	292.09	320.46	1.000	0.145
0.122	83.48	131.09	381.54	465.01	0.935	0.122
0.124	100.98	161.08	435.95	536.93	1.000	0.124
0.129	112.06	206.86	528.20	640.27	1.000	0.129
0.147	144.69	281.78	697.36	842.05	1.000	0.147
0.218	306.41	418.90	1040.09	1346.50	1.000	0.218

$$a_{g,COL} = 0.122 g$$

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)

Conclusioni

per analisi lineare secondo le linee guida Basilicata

- Si può ritenere che il moltiplicatore di collasso sia

$$a_g = 0.122 \text{ g}$$

raggiunto per sisma in direzione y

- Nell'analisi tradizionale con fattore di struttura
avevamo ottenuto $a_g = 0.108 \text{ g}$, pur assumendo $q=3$
- ... ma in ogni caso la rottura a taglio avviene
per $a_g = 0.046 \text{ g}$