

Corso di aggiornamento

Progettazione delle strutture antisismiche secondo le indicazioni del capitolo 10 delle NTC 2008: approfondimenti

Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.

8 - Comportamento dell'edificio: rottura "duttile"
controllo in termini di sollecitazioni

Bologna

14-15 febbraio 2013

Aurelio Gheresi

Verifica della struttura

Rottura fragile:

- Rottura a taglio del pilastro
- Rottura a taglio della trave (?)
- Rottura del nodo
- Scorrimento tra testa pilastro e trave

Tutte queste rotture portano al collasso, cioè al superamento di SLV o SLC (a seconda di come è valutata la resistenza alla rottura fragile)

Collasso "duttile":

- Con plasticizzazione a flessione degli elementi strutturali

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

Possibili tipi di verifica

Verifica delle sollecitazioni

(consentita solo per verifica per SLV)

- Analisi elastica lineare con q
 - Analisi tradizionale, ma con q basso (1.5-3.0)
- 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

Possibili tipi di verifica

Verifica delle deformazioni

(consentita per verifica sia per SLV che per SLC)

- Analisi elastica lineare con forze non ridotte
 - Calcolo dei p per verificarne l'applicabilità
 - Verifica in termini di deformazioni
- Analisi statica non lineare (pushover)
- ~~Analisi dinamica non lineare~~

Verifica in termini di sollecitazioni

Analisi lineare (modale o statica)

con fattore di struttura q

- Il calcolo è effettuato usando uno spettro di progetto per $a_{g,10\%}$ 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 le sollecitazioni su elementi fragili si usa $q = 1.5$ (come già visto)
- 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 anche valutare α_{SLV} come moltiplicatore dello spettro che porta al limite la sezione più sollecitata

Considerazioni:

- Le forze sono molto elevate; è difficile che la verifica sia soddisfatta
- Il modello strutturale potrebbe includere anche tramezzi e tamponatore (ma come?)

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 riferimento ai valori medi, ridotti mediante il fattore di confidenza e senza riduzione per il coefficiente parziale γ_M)

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

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

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

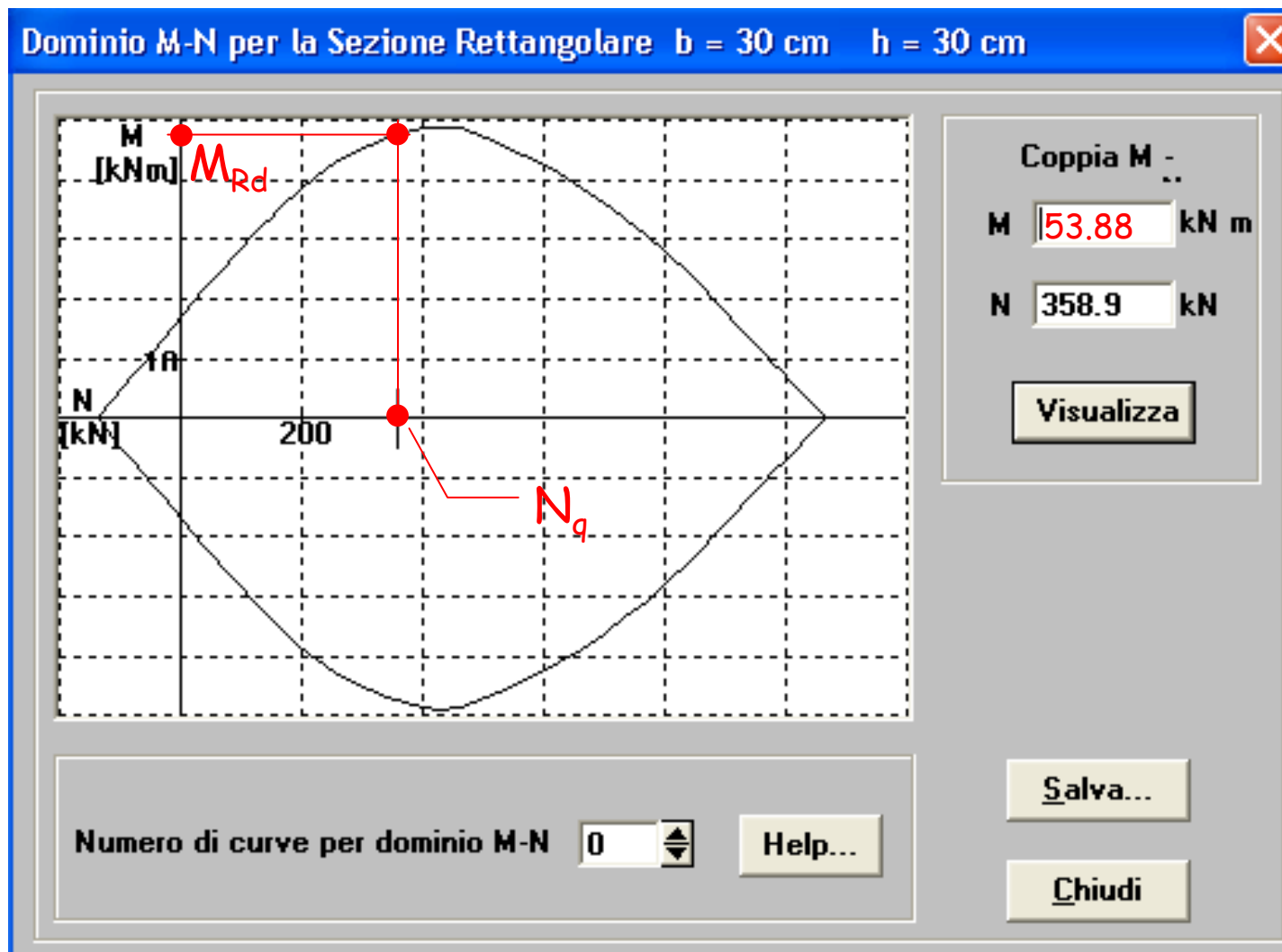
Determinazione della resistenza dei pilastri

- 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
		658.7	30	50	6	2	14	3.08
		801.4	30	60	6	2	14	3.08

File Edificio.xls - foglio PilX (q)

Determinazione della resistenza dei pilastri



Determinazione della resistenza dei pilastri

- Momento resistente per $N = N_q$

pilastro	piano	N_q	b	h	n tot	n	f_i	A_s	$N_s=0$ MRd
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26	29.03
1	5	163.7	30	30	4	2	12	2.26	39.03
1	4	261.3	30	30	4	2	12	2.26	47.35
1	3	358.9	30	30	4	2	12	2.26	53.88
1	2	456.5	30	30	4	2	14	3.08	64.58
1	1	556.4	40	30	6	3	14	4.62	87.72
2	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	33.53
2	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	46.00
2	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	55.05
2	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	101.89
2	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	151.81
2	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	210.92
3	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	33.53
3	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	46.00
3	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	55.05
3	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	101.89
3	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	151.81
3	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	210.92
4	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	33.53
4	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	46.00
4	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	55.05
4	3	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

File Edificio.xls - foglio PilX (q)

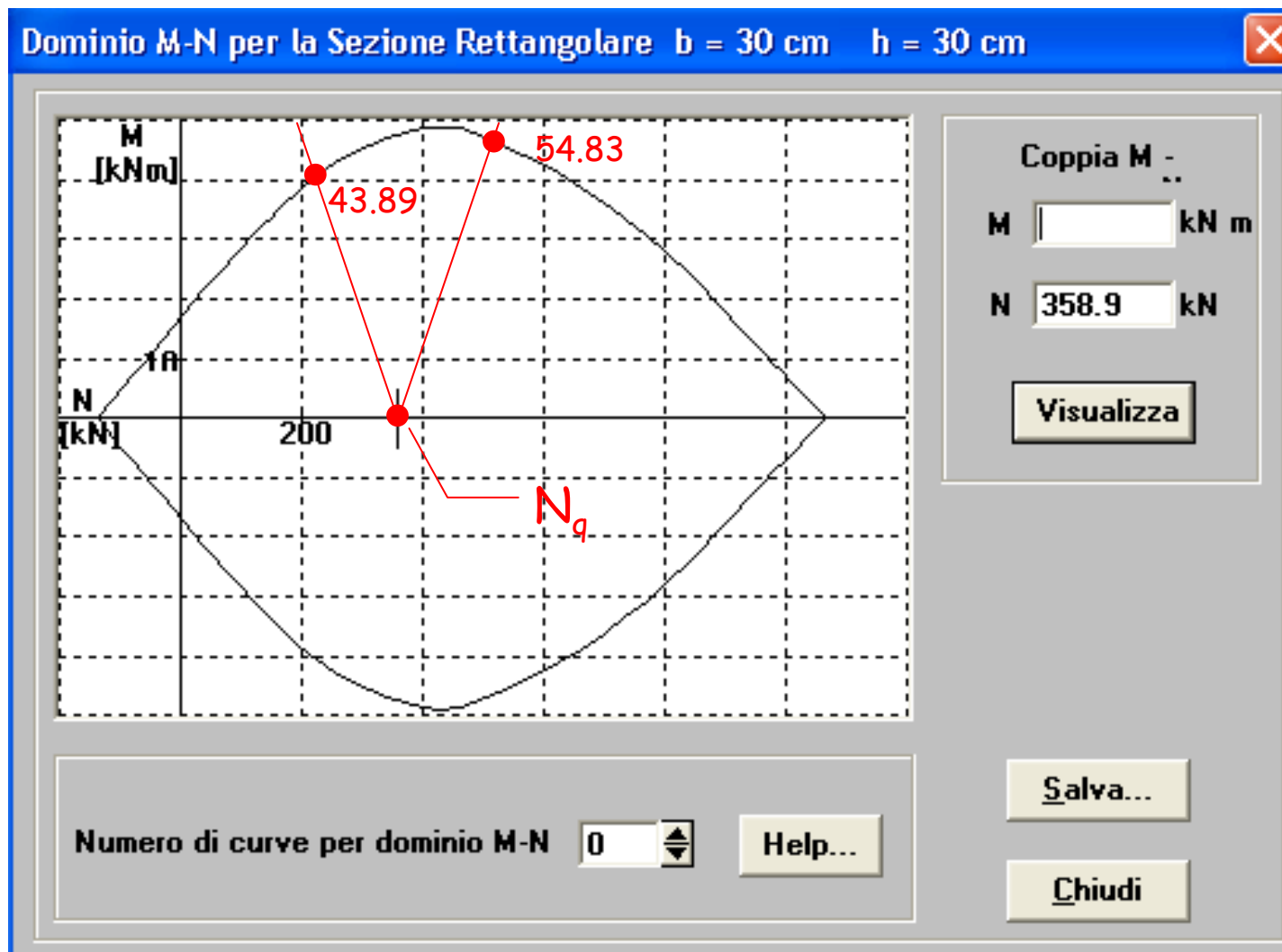
Determinazione della resistenza dei pilastri

- Per tener conto anche di N da sisma

pilastro	piano	momento sup. (kNm) <i>analisi modale</i>	momento inf. (kNm) <i>q=1, ag/g=</i>	taglio (kN) <i>0.250</i>	sforzo normale (kN)	N _q	b	h	n tot	n	f _i	A _s
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
2	6	130.59	-122.78	79.17	13.39	108.0	30	30	4	2	12	2.26
2	5	215.70	-211.50	133.49	18.66	244.0	30	30	4	2	12	2.26
2	4	263.48	-252.56	161.24	-30.36	380.0	30	30	4	2	12	2.26
2	3	426.34	-393.12	255.99	-32.93	518.2	30	40	6	2	14	3.08
2	2	514.65	-516.45	322.09	42.92	658.7	30	50	6	2	14	3.08
2	1	363.79	-722.63	339.43	108.46	801.4	30	60	6	2	14	3.08
3	6	131.79	-123.98	79.92	-12.69	108.0	30	30	4	2	12	2.26
3	5	216.58	-211.99	133.92	-18.88	244.0	30	30	4	2	12	2.26
3	4	265.58	-256.94	163.27	33.88	380.0	30	30	4	2	12	2.26
3	3	446.64	-417.48	269.97	58.91	518.2	30	40	6	2	14	3.08
3	2	565.63	-562.64	352.49	77.56	658.7	30	50	6	2	14	3.08
3	1	411.50	-746.51	361.81	92.62	801.4	30	60	6	2	14	3.08
4	6	91.61	-77.85	52.92	-35.52	108.0	30	30	4	2	12	2.26
4	5	156.77	-146.76	94.80	-132.80	244.0	30	30	4	2	12	2.26
4	4	193.03	-183.43	117.55	-271.21	380.0	30	30	4	2	12	2.26
4	3	280.40	-263.24	169.56	-459.92	518.2	30	40	6	2	14	3.08
				207.65	-706.08	658.7	30	50	6	2	14	3.08
				262.41	-948.23	801.4	30	60	6	2	14	3.08

File Edificio.xls - foglio PilX (q)

Determinazione della resistenza dei pilastri



Determinazione della resistenza dei pilastri

- Momento resistente, anche con sisma

pilastro	piano	Nq	b	h	n tot	n	fi	As	Ns=0 MRd	sisma + MRd	ag
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26	30.15	28.82	0.080
1	5	163.7	30	30	4	2	12	2.26	41.27	37.79	0.061
1	4	261.3	30	30	4	2	12	2.26	51.13	45.25	0.056
1	3	358.9	30	30	4	2	12	2.26	59.72	49.46	0.067
1	2	456.5	30	30	4	2	14	3.08	73.02	57.31	0.082
1	1	556.4	40	30	6	3	14	4.62	97.52	67.93	0.111
2	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	35.08	34.67	0.066
2	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	49.48	49.06	0.057
2	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	61.40	61.96	0.059
2	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	113.17	114.09	0.067
2	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	169.60	167.75	0.081
2	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	236.96	231.40	0.080
3	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	35.08	35.47	0.067
3	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	49.48	49.90	0.058
3	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	61.40	60.79	0.057
3	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	113.17	111.61	0.062
3	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	169.60	166.56	0.074
3	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	236.96	232.36	0.078
4	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	35.08	36.70	0.100
4	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	49.48	53.75	0.086
4	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	61.40	68.28	0.088
4	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	113.17	132.56	0.118
		658.7	30	50	6	2	14	3.08	169.60	212.15	0.153
		801.4	30	60	6	2	14	3.08	236.96	290.21	0.113

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
0.045 g
(pilastro 19,
quarto piano)

$\rho=5.5$ $1/\rho=18.0\%$

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

File Edificio.xls - foglio PilX (q)

pilastro	piano	Ns=0 MRd	0.045 ag pl	sisma + MRd	ag	sisma - MRd	ag
1	6	29.03	0.081	27.84	0.077	30.31	0.084
1	5	39.03	0.063	36.10	0.058	42.26	0.068
1	4	47.35	0.058	42.76	0.053	52.15	0.064
1	3	53.88	0.073	46.53	0.063	59.78	0.081
1	2	64.58	0.092	54.12	0.077	65.46	0.093
1	1	87.72	0.144	65.44	0.107	87.79	0.144
2	6	33.53	0.064	33.17	0.064	33.88	0.065
2	5	46.00	0.053	45.69	0.053	46.32	0.054
2	4	55.05	0.052	55.38	0.053	54.71	0.052
2	3	101.89	0.060	102.44	0.060	101.34	0.059
2	2	151.81	0.073	150.73	0.073	152.88	0.074
2	1	210.92	0.073	207.70	0.072	214.00	0.074
3	6	33.53	0.064	33.86	0.064	33.19	0.063
3	5	46.00	0.053	46.32	0.053	45.69	0.053
3	4	55.05	0.052	54.67	0.051	55.42	0.052
3	3	101.89	0.057	100.94	0.057	102.83	0.058
3	2	151.81	0.067	150.01	0.066	153.56	0.068
3	1	210.92	0.071	208.27	0.070	213.48	0.071
19	6	30.21	0.057	30.62	0.058	29.80	0.057
19	5	40.69	0.047	41.08	0.047	40.30	0.047
19	4	49.21	0.045	48.89	0.045	49.52	0.045
19	3	55.63	0.060	55.11	0.059	56.13	0.060
		65.90	0.085	65.19	0.084	66.49	0.085
		107.05	0.096	105.42	0.095	108.52	0.098

$q = 1.5$

$a_g = 0.068 g$

$q = 3.0$

$a_g = 0.135 g$

plausibile
(struttura
regolare)

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

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

$\rho=7.0$ $1/\rho=14.1\%$

Notare che i
pilastri senza
travi sono molto
lontani dal limite

File Edificio.xls - foglio PilY (q)

pilastro	piano	Ns=0 MRd	0.036 ag pl	sisma + MRd	ag	sisma - MRd	ag
17	6	27.28	0.043	26.34	0.042	28.27	0.045
17	5	36.01	0.043	33.51	0.040	38.79	0.046
17	4	43.58	0.043	39.59	0.039	47.92	0.047
17	3	49.92	0.046	44.52	0.041	55.27	0.051
17	2	54.97	0.050	48.44	0.044	59.98	0.054
17	1	64.73	0.093	52.04	0.075	63.77	0.092
9	6	32.12	0.037	32.05	0.036	32.19	0.037
9	5	44.68	0.036	44.48	0.036	44.89	0.036
9	4	53.99	0.036	53.71	0.035	54.27	0.036
9	3	65.84	0.044	65.55	0.044	66.10	0.044
9	2	108.32	0.044	107.71	0.043	108.89	0.044
9	1	159.70	0.056	157.98	0.056	161.27	0.057
1	6	29.03	0.046	30.14	0.048	27.98	0.044
1	5	39.03	0.045	42.09	0.049	36.24	0.042
1	4	47.35	0.045	51.84	0.050	43.04	0.041
1	3	53.88	0.047	58.56	0.052	48.47	0.043
1	2	64.58	0.062	66.83	0.064	56.94	0.055
1	1	104.41	0.068	111.82	0.073	88.44	0.058
18	6	30.21	0.319	29.07	0.307	31.41	0.332
18	5	40.69	0.204	39.17	0.196	42.28	0.212
18	4	49.21	0.233	46.76	0.221	51.67	0.244
18	3	55.63	0.304	52.10	0.285	58.63	0.321
		65.90	0.290	62.96	0.277	67.31	0.297
		89.73	0.163	87.44	0.159	91.64	0.167

moltiplicando
per q

$q = 1.5$

$a_g = 0.054 g$

$q = 3.0$

$a_g = 0.108 g$

Conclusioni

per analisi lineare con fattore di struttura

- Si può ritenere che il moltiplicatore di collasso sia compreso tra

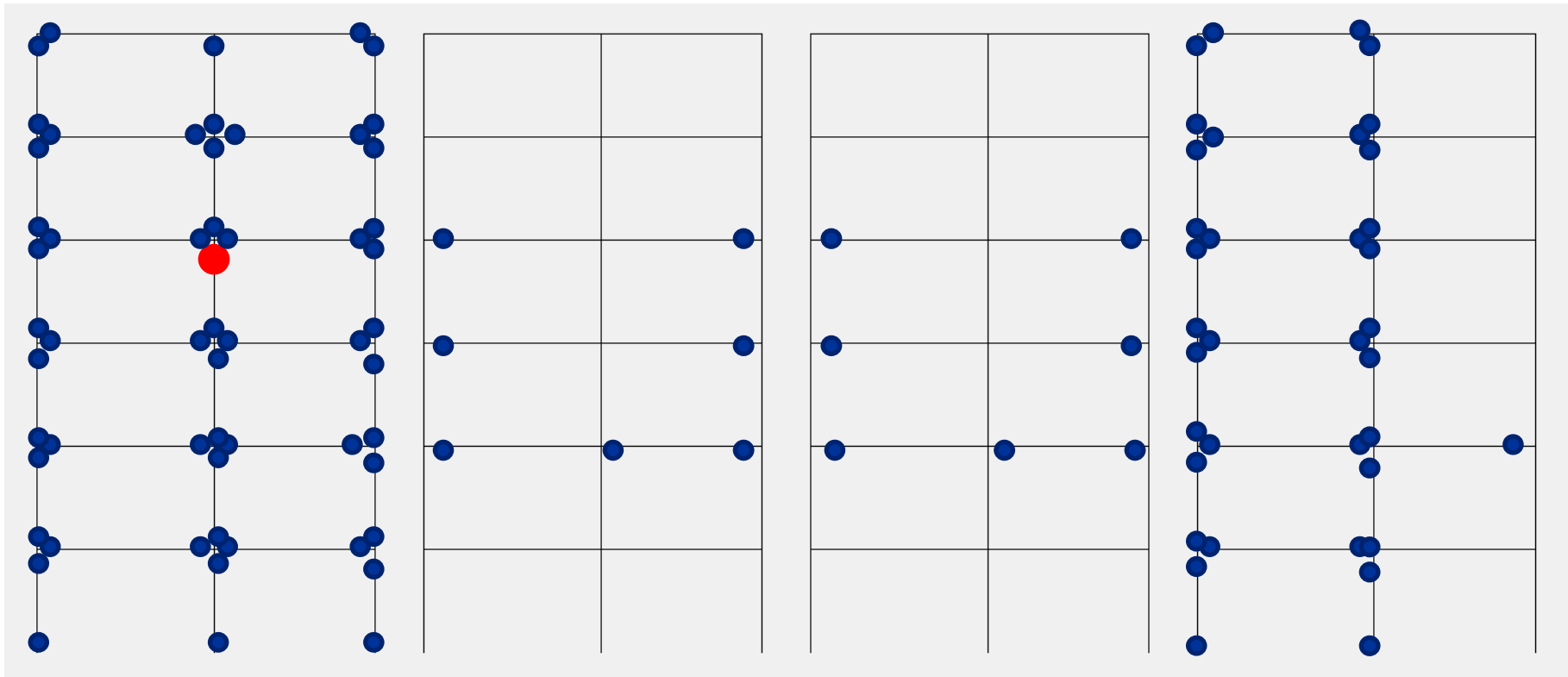
$$0.054 g \leq a_g \leq 0.108 g$$

raggiunto per sisma in direzione y

Poiché la struttura è regolare può essere considerato valido il limite superiore

Telai in direzione y

- La prima plasticizzazione avviene per $\rho=7.0$ (14.1% di 0.25 g)



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

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

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

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

$$f_c = f_{cm}$$

Meglio 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

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 $a_g = 1 g$)

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	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

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

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

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

Cambiare f_c

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	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

Ns=0		
MRd	V(MRd)	Vcoll
30.15	18.85	56.54
41.27	25.79	77.38
51.13	31.96	94.91
59.72	37.32	106.29
73.02	45.64	124.43
97.52	60.95	169.13
35.08	21.92	65.77
49.48	30.92	92.51
61.40	38.38	108.28
113.17	70.73	198.80
169.60	106.00	297.06
236.96	148.10	414.03
35.08	21.92	65.77
49.48	30.92	92.51
61.40	38.38	108.28
113.17	70.73	198.80
169.60	106.00	297.06
236.96	148.10	414.03
35.08	21.92	65.77
49.48	30.92	92.51
61.40	38.38	108.28
113.17	70.73	198.80
169.60	106.00	297.06
236.96	148.10	414.03

File Edificio.xls - foglio PilX (LG Bas)

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione x

pilastro	piano	Ns=0 MRd	V(MRd)	Vcoll
1	6	30.15	18.85	56.54
1	5	41.27	25.79	77.38
1	4	51.13	31.96	94.91
1	3	59.72	37.32	106.29
1	2	73.02	45.64	124.43
1	1	97.52	60.95	169.13
2	6	35.08	21.92	65.77
2	5	49.48	30.92	92.51
2	4	61.40	38.38	108.28
2	3	113.17	70.73	198.80
2	2	169.60	106.00	297.06
2	1	236.96	148.10	414.03
3	6	35.08	21.92	65.77
3	5	49.48	30.92	92.51
3	4	61.40	38.38	108.28
3	3	113.17	70.73	198.80
3	2	169.60	106.00	297.06
3	1	236.96	148.10	414.03
4	6	35.08	21.92	65.77
4	5	49.48	30.92	92.51
4	4	61.40	38.38	108.28
4	3	113.17	70.73	198.80
4	2	169.60	106.00	297.06
4	1	236.96	148.10	414.03

$$56.54 + 65.77 + \dots = 766.58$$

	Vres	Vcoll		p1b	ag.coll
6	255.53	766.58		1.000	0.257
5	353.60	1053.64		0.921	0.189
4	447.61	1276.81		0.908	0.195
3	658.34	1837.31		1.000	0.240
2	902.69	2488.32		1.000	0.287
1	1259.91	3478.54		1.000	0.379

$$\frac{766.58}{2978.24} = 0.257$$

	Vsisma
6	2978.24
5	5141.48
4	6543.56
3	7644.96
2	8668.60
1	9167.32

File Edificio.xls - foglio PilX (LG Bas)

$$a_{g,COL} = 0.195 \text{ g}$$

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione y

pilastro	piano	Nq	α_{DUT}	b	h
17	6	50.5	3.000	30	30
17	5	132.5	3.000	30	30
17	4	214.5	3.000	30	30
17	3	296.5	2.926	30	30
17	2	378.5	2.823	30	30
17	1	460.5	2.721	30	30
9	6	94.6	3.000	30	30
9	5	227.7	3.000	30	30
9	4	360.8	2.845	30	30
9	3	493.9	2.680	30	30
9	2	629.3	2.707	30	40
9	1	766.9	2.722	30	50
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	30	40
18	6	76.8	3.000	30	30
18	5	181.6	3.000	30	30
18	4	286.4	2.938	30	30
18	3	391.2	2.807	30	30
18	2	496.0	2.678	30	30
18	1	603.0	2.732	40	30

Ns=0		
MRd	V(MRd)	Vcoll
28.26	17.67	53.00
37.85	23.66	70.97
46.56	29.10	87.30
54.38	33.99	99.43
61.29	38.30	108.14
73.29	45.81	124.66
33.53	20.95	62.86
47.88	29.92	89.77
59.87	37.42	106.47
75.44	47.15	126.37
123.94	77.46	209.71
182.96	114.35	311.25
30.15	18.85	56.54
41.27	25.79	77.38
51.13	31.96	94.91
59.72	37.32	106.29
73.02	45.64	124.43
117.07	73.17	203.05
31.43	19.65	58.94
43.17	26.98	80.94
53.46	33.41	98.19
62.27	38.92	109.27
75.57	47.23	126.47
100.77	62.98	172.04

File Edificio.xls - foglio PilY (LG Bas)

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	28.26	17.67	53.00
17	5	37.85	23.66	70.97
17	4	46.56	29.10	87.30
17	3	54.38	33.99	99.43
17	2	61.29	38.30	108.14
17	1	73.29	45.81	124.66
9	6	33.53	20.95	62.86
9	5	47.88	29.92	89.77
9	4	59.87	37.42	106.47
9	3	75.44	47.15	126.37
9	2	123.94	77.46	209.71
9	1	182.96	114.35	311.25
1	6	30.15	18.85	56.54
1	5	41.27	25.79	77.38
1	4	51.13	31.96	94.91
1	3	59.72	37.32	106.29
1	2	73.02	45.64	124.43
1	1	117.07	73.17	203.05
18	6	31.43	19.65	58.94
18	5	43.17	26.98	80.94
18	4	53.46	33.41	98.19
18	3	62.27	38.92	109.27
18	2	75.57	47.23	126.47
18	1	100.77	62.98	172.04

	Vres	Vcoll		p1b	ag.coll
6	255.53	766.58		1.000	0.346
5	353.60	1053.64		0.943	0.278
4	447.61	1276.81		1.000	0.295
3	611.11	1705.27		1.000	0.344
2	766.35	2106.94		1.000	0.367
1	1016.57	2799.46		1.000	0.453

$$a_{g,COL} = 0.278 g$$

ma per questo a_g i pilastri
senza trave non sono
plasticizzati

		momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	Ns=0 MRd
18	3	182.92	174.40	62.27

File Edificio.xls - foglio PilY (LG Bas)

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	2018.96	196.12
5	2886.40	686.12
4	3510.72	813.20
3	4089.36	867.60
2	4749.36	985.40
1	4769.84	1405.20

pilastri senza travi		pilastri con travi		tot		
ag	V(ag)	Vres	Vcoll	Vcoll	p1b	ag,coll
0.151	29.60	101.56	304.69	334.29	1.000	0.151
0.135	92.34	139.86	417.44	509.79	0.943	0.135
0.145	118.08	176.48	509.78	627.86	1.000	0.145
0.158	137.18	231.89	646.60	783.78	1.000	0.158
0.184	181.59	320.01	875.23	1056.82	1.000	0.184
0.273	383.26	474.70	1301.07	1684.34	1.000	0.273

$$a_{g,COL} = 0.135 g$$

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
 $a_g = 0.135 g$
raggiunto per sisma in direzione y