

Corso di aggiornamento

Edifici esistenti in cemento armato

Teramo, 16-17 novembre 2007
Aurelio Ghersi

1

Calcolo procedimenti e applicazioni numeriche

2

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

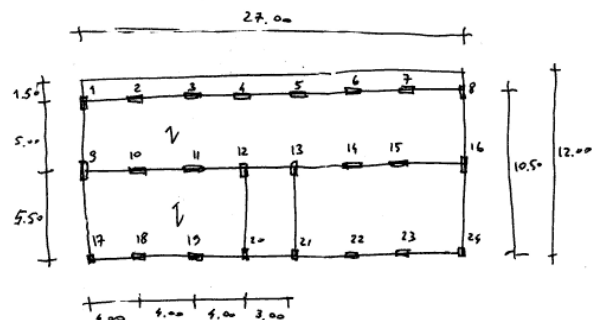
Materiali:

- Si fanno estese prove in situ

Grado di conoscenza: LC2 (FC=1.2)

3

Carpenteria dell'edificio preso in esame



File Edificio.jpg

4

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	"	"	"	"	"	"
2	"	40x30	4	30x40	"	"
1	"	50x30	30x40	30x50	"	"
1	30x40	60x30	30x50	30x60	40x30	"

TRAVI EMERGENCI

30x50

SOLAI

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)

File Edificio.xls - foglio Materiali

6

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	—	—

7

Progetto simulato carichi pilastri

Valutati per area di influenza

		sism		5.6		5.2		3.5		7.0		0.06	%
		max		7.0		8.0		3.5		7.0		6.75	TOT
1	ultimo	sism	5	5.6	3	5.2	4.5	3.5	0.0	7.0	59.4	6.8	66.1
		max	5	7.0	3	8.0	4.5	3.5	0.0	7.0	74.8	6.8	81.5
	altri	sism	5	5.6	3	5.2	4.5	3.5	4.5	7.0	90.9	6.8	97.6
		max	5	7.0	3	8.0	4.5	3.5	4.5	7.0	106.3	6.8	113.0
9	ultimo	sism	11	5.6	0	5.2	7.5	3.5	0.0	7.0	87.9	6.8	94.6
		max	11	7.0	0	8.0	7.5	3.5	0.0	7.0	103.3	6.8	110.0
	altri	sism	11	5.6	0	5.2	7.5	3.5	5.5	7.0	126.4	7.6	133.9
		max	11	7.0	0	8.0	7.5	3.5	5.5	7.0	141.8	8.5	150.3
17	ultimo	sism	5	5.6	0	5.2	4.5	3.5	0.0	7.0	43.8	6.8	50.5
		max	5	7.0	0	8.0	4.5	3.5	0.0	7.0	50.8	6.8	57.5
	altri	sism	5	5.6	0	5.2	4.5	3.5	4.5	7.0	75.3	6.8	82.0
		max	5	7.0	0	8.0	4.5	3.5	4.5	7.0	82.3	6.8	89.0

File Edificio.xls - foglio Carico pil

Progetto simulato pilastri: sezione e armature

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

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

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

9

Progetto simulato pilastri: sezione e armature

1										
	N	N	Ac,nec	b	h	Ac	As,nec	n	f	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	N	Ac,nec	b	h	Ac	As,nec	n	f	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	550.9	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	N	Ac,nec	b	h	Ac	As,nec	n	f	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	236.5	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	

File Edificio.xls - foglio Pilastri

10

Progetto simulato pilastri: sezione e armature

											con sisma			
1	N	pia	N	Ac,nec	b	h	Ac	As,nec	n	f	As	N	pia	N
ultimo	81.5	81.5	126	30	30	30	900	2.7	4	12	4.5	66.1	66.1	1
5	113.0	194.5	300	30	30	30	900	2.7	4	12	4.5	97.6	163.7	2
4	113.0	307.5	474	30	30	30	900	2.8	4	12	4.5	97.6	261.3	3
3	113.0	420.5	648	30	30	30	900	3.9	4	12	4.5	97.6	358.9	4
2	113.0	533.5	823	30	30	30	900	4.9	4	14	6.2	97.6	456.5	5
1	113.0	646.5	997	30	40	1200	6.0	6	14	9.2		99.9	556.4	6
9	N	pia	N	Ac,nec	b	h	Ac	As,nec	n	f	As	N	pia	N
ultimo	110.0	110.0	170	30	30	30	900	2.7	4	12	4.5	94.6	94.6	1
	150.3	260.3	401	30	30	30	900	2.7	4	12	4.5	133.1	227.7	2
	150.3	410.6	633	30	30	30	900	3.8	4	12	4.5	133.1	360.8	3
	150.3	550.9	865	30	30	30	900	5.2	4	14	6.2	133.1	493.9	4
	150.3	711.2	1097	30	40	1200	6.6	6	14	9.2		136.4	629.3	5
	150.3	861.5	1328	30	50	1500	8.0	6	14	9.2		137.6	766.9	6
17	N	pia	N	Ac,nec	b	h	Ac	As,nec	n	f	As	N	pia	N
ultimo	57.5	57.5	89	30	30	30	900	2.7	4	12	4.5	50.5	50.5	1
	89.0	146.5	226	30	30	30	900	2.7	4	12	4.5	82.0	132.5	2
	89.0	236.5	363	30	30	30	900	2.7	4	12	4.5	82.0	214.5	3
	89.0	324.5	500	30	30	30	900	3.0	4	12	4.5	82.0	296.5	4
	89.0	413.5	638	30	30	30	900	3.8	4	12	4.5	82.0	378.5	5
	89.0	502.5	775	30	30	30	900	4.6	4	14	6.2	82.0	460.5	6

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

File Edificio.xls - foglio Pilastri

11

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 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	
		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	5.6	5.6	0	5.2	1.0	3.5	0.0	7.0	34.3	
		max	5.6	7.0	0	8.0	1.0	3.5	0.0	7.0	42.0	
		sism	5.6	5.6	0	5.2	1.0	3.5	0.0	7.0	34.3	
		max	5.6	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	
		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	
1-3-17	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	
		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	

File Edificio.xls - foglio Carichi tra imp

12

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

13

Progetto simulato travi: momenti flettenti e armature

		luce		4.00		4.00		4.00		4.00	
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2
Trave		M-	M+	M-	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	25.3
		max	33.0	22.0	37.7	52.8	33.0	44.0	33.0	33.0	33.0
		As									
		n,sup	2	0	4	0	4	0	4	0	3
		f	14	0	14	0	14	0	14	0	14
		n,inf	2	3	2	3	2	3	2	3	2
		f	14	14	14	14	14	14	14	14	14

		32.3	21.5	36.9	51.7	32.3	43.1	32.3	32.3
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								
	n,sup	2	0	5	0	4	0	3	3
	f	14	0	14	0	14	0	14	14
	n,inf	2	4	2	3	2	3	2	2
	f	14	14	14	14	14	14	14	14

File Edificio.xls - foglio Travi

14

Progetto simulato travi: momenti flettenti e armature

		luce		4.00		4.00		4.00		4.00	
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2
Trave		M-	M+	M-	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	25.3
		max	33.0	22.0	37.7	52.8	33.0	44.0	33.0	33.0	33.0
		As									
		n,sup	2	0	4	0	4	0	4	0	3
		f	14	0	14	0	14	0	14	0	14
		n,inf	2	3	2	3	2	3	2	3	2
		f	14	14	14	14	14	14	14	14	14

		32.3	21.5	36.9	51.7	32.3	43.1	32.3	32.3
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								
	n,sup	2	0	5	0	4	0	3	3
	f	14	0	14	0	14	0	14	14
	n,inf	2	4	2	3	2	3	2	2
	f	14	14	14	14	14	14	14	14

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

File Edificio.xls - foglio Travi

15

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
impalcato	ultimo	sism	283.5	5.6	40.5	5.2	113.0	3.5	44.5	7.0	2505	81.0	2586.2
											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
											massa	307.6	9.31

File Edificio.xls - foglio Carichi tra imp

16

Analisi strutturale

17

Possibili metodi di analisi

- Risoluzione semplificata, con stima delle rigidzze (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~~

18

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

19

Analisi semplificata (linee guida della Basilicata, appendice D)

20

Analisi semplificata (1)

Ipotesi base: crisi solo per pilastri

- Valutare le rigidezze dei pilastri

$$k_i = c \frac{EI}{h^3} \quad \begin{array}{ll} c = 9 & \text{in presenza di travi emergenti} \\ c = 6 & \text{in presenza di travi a spessore} \\ c = 3 & \text{in assenza di travi} \end{array}$$

- Valutare la rigidezza di piano

$$K_p = \sum k_i$$

21

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

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

22

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

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

23

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

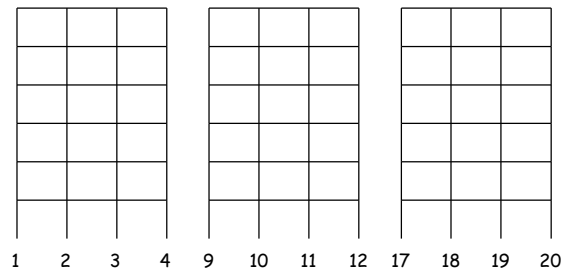
... ma forse è più semplice risolvere uno schema piano (o spaziale), con analisi statica (o modale)
senza la presunzione di credere che quest'ultimo sia "la verità"

24

Analisi lineare effettuata (schema piano, analisi modale)

25

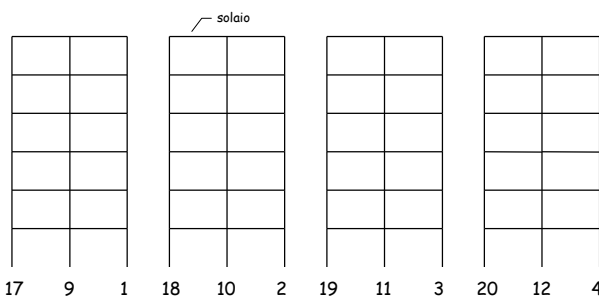
Schema geometrico treno di telai - direzione x



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

26

Schema geometrico treno di telai - direzione y



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

27

Risultati, con $a_g = 1.00 \text{ g}$ pilastri, direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq
1	6	391.33	331.18	226.66	-149.41	66.1
1	5	684.59	633.66	411.67	-569.69	163.7
1	4	900.11	911.88	566.07	-1189.32	261.3
1	3	762.06	815.30	492.74	-1913.77	368.9
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	1736.09	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	1168.24	4214.76	801.4

File Edificio.xls
- foglio PiD

28

Risultati, con $a_g = 1.00 \text{ g}$ 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	595.00	-712.98	132.5
17	4	1170.03	1129.28	717.61	-1338.17	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	1397.63	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	2895.12	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	730.14	163.7
1	4	1203.45	1165.36	739.44	1484.29	261.3
1	3	1259.46	1306.86	801.47	2230.38	368.9
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	-249.67	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

File Edificio.xls
- foglio PiY

29

Risultati, con $a_g = 1.00 \text{ g}$ spostamenti orizzontali

direzione x		
traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento 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 assoluto (mm)	spostamento 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

File Edificio.xls - foglio Spo

30

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

31

Analisi con fattore di struttura q

32

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)

33

Determinazione della resistenza dei pilastri

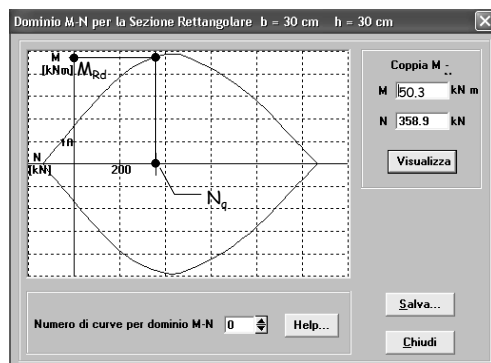
- Sezioni, armature, sforzi normali N_q

pilastro	piano	Nq	b	h	n	n	f	As
					tot			
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26
1	5	163.7	30	30	4	2	12	2.26
1	4	361.3	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	109.0	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	109.0	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	109.0	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

File Edificio.xls
- foglio PiD (q)

34

Determinazione della resistenza dei pilastri



35

Determinazione della resistenza dei pilastri

- Momento resistente per $N = N_q$

pilastro	piano	Nq	b	h	n	n	f	As	Nq=0 MPa
					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	361.3	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	60.91
2	6	109.0	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	109.0	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	109.0	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

File Edificio.xls
- foglio PiD (q)

36

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)	Nq	b	h	n	f	As
										tot		
	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	-569.89	163.7	30	30	4	2	12 2.26
	1	4	900.11	811.88	566.07	-1188.32	261.3	30	30	4	2	12 2.26
	1	3	752.05	615.30	492.74	-1913.77	398.9	30	30	4	2	12 2.26
	1	2	726.05	767.84	467.43	-2673.22	556.5	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	1891.21	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	3361.87	1630.35	-412.02	801.4	30	60	6	2	14 3.08
	4	6	386.81	337.50	229.97	154.12	108.0	30	30	4	2	12 2.26
	4	5	684.83	646.52	419.66	682.74	244.0	30	30	4	2	12 2.26
	4	4	865.52	823.21	527.95	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	1458.90	900.18	3134.63	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

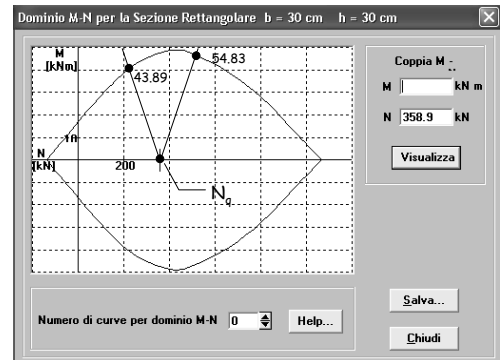
File Edificio.xls

figlio Edix.qst

File Edificio.xls
- foglio PIIX (q)

37

Determinazione della resistenza dei pilastri



38

Determinazione della resistenza dei pilastri

- Momento resistente, anche con sisma

pilastro		piano									
		Nq	b	h	n	t	f	As	Ns=0 MRd	sisma + MRd	sisma - MRd
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26	26.36	25.26	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	44.26	40.71	49.42
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	101.19	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 PIIX (q)

39

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 PIIX (q)

pilastro	piano	Ns=0 MRd	ag pl	sisma + MRd	ag	sisma - MRd	ag
1	6	26.36	0.067	25.26	0.065	27.51	0.070
1	5	36.26	0.053	33.61	0.049	39.15	0.057
1	4	44.26	0.049	40.71	0.044	49.42	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	0.081	194.81	0.080	199.60	0.082
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
4	6	27.53	0.048	27.92	0.049	27.16	0.047
4	5	37.87	0.039	38.22	0.040	37.53	0.039
4	4	46.03	0.038	45.76	0.037	46.29	0.038
4	3	51.83	0.040	51.41	0.040	52.23	0.041
4	2	60.39	0.071	59.97	0.070	60.68	0.071
4	1	99.01	0.080	97.85	0.079	99.99	0.080

q = 1.5

ag = 0.057 g

q = 3.0

ag = 0.114 g

plausibile
(struttura
regolare)

40

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 PIIX (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	33.39	0.034	31.01	0.032	36.81	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	51.36	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	29.60	0.029
9	5	41.74	0.029	41.55	0.029	41.92	0.029
9	4	50.40	0.029	50.17	0.029	50.63	0.029
9	3	60.35	0.029	60.19	0.029	60.50	0.029
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	44.26	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	27.63	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	0.198
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	85.78	0.132

moltiplicando
per q

q = 1.5

ag = 0.044 g

q = 3.0

ag = 0.088 g

41

Analisi lineare Linee guida Basilicata, appendice D

42

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 $\alpha=0.5$)

43

Valutazione della resistenza

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

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

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

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

44

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

45

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 $a_g = 1g$)

46

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione x

pilastro piano	Nq	oDUT	b	h
1 6	66.1	3.000	30	30
1 5	163.7	3.000	30	30
1 4	251.3	2.970	30	30
1 3	358.9	2.848	30	30
1 2	456.5	2.726	30	30
1 1	554.1	2.796	40	30
2 6	106.0	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	106.0	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	106.0	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

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

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

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

File Edificio.xls - foglio PIX (L6 Bas)

47

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione x

pilastro piano	Nq	oDUT	b	h
1 6	66.1	3.000	30	30
1 5	163.7	3.000	30	30
1 4	251.3	2.970	30	30
1 3	358.9	2.848	30	30
1 2	456.5	2.726	30	30
1 1	554.1	2.796	40	30
2 6	106.0	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	106.0	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	106.0	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

Ns=0	V(MRd)	Vcoll
MRd		
26.36	16.47	49.42
36.26	22.66	67.99
44.26	27.69	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	58.26	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	58.26	166.55
141.69	88.56	248.17
197.29	123.30	344.71

File Edificio.xls - foglio PIX (L6 Bas)

48

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione x

pilastro	piano	N=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

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

	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		0.902	0.136
3	546.83	1526.50		1.000	0.188
2	741.85	2045.48		1.000	0.199
1	1037.89	2866.79		1.000	0.264

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

			Vsima
6			3453.12
5			6045.90
4			7769.02
3			9093.87
2			10271.87
1			10940.51

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

File Edificio.xls - foglio PILIX (L6 Bas)

49

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione y

pilastro	piano	Nq	cDUT	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	236.5	2.936	30	30
17	2	379.5	2.823	30	30
17	1	480.5	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

N=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	86.38	
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	37.12	101.10	
99.92	62.45	169.07	
147.95	92.47	251.65	
26.36	16.47	49.42	
36.26	22.66	67.99	
44.28	27.68	82.20	
50.30	31.44	89.53	
96.49	37.18	101.37	
136.93	60.58	168.11	

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

File Edificio.xls - foglio PILIX (L6 Bas)

50

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	N=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	85.36
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

	Vres	Vcoll	p1b	ag.coll
6	224.21	672.62	1.000	0.258
5	307.70	916.93	0.900	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	924.60	2698.33	1.000	0.320

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

ma per questo a_g i pilastri
senza trave non sono
plasticizzati

File Edificio.xls - foglio PILY (L6 Bas)

52

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	Vsima	V coll
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)	V(res)	V(coll)	V(coll)	p1b	ag.col	
0.099	37.42	88.97	266.90	304.32	1.000	0.099	
0.085	67.10	122.06	364.35	431.45	0.988	0.085	
0.087	81.37	150.06	433.78	515.15	1.000	0.087	
0.094	93.66	191.97	536.63	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)

File Edificio.xls - foglio PILY (L6 Bas)

54

53

Analisi lineare Ordinanza 3531

55

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

56

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 $\rho = D / C$

57

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

58

Applicabilità dell'analisi lineare

				min	2.013
				max	2.622
				rapp	1.322
X	ag				
	0.100				
Msisma	Mres	M(ag)			
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		

59

Applicabilità dell'analisi lineare

				min	2.075
				max	5.031
				rapp	2.425
X	ag				
	0.189				
Msisma	Mres	M(ag)			
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	457.25	3.30	3.298	
3351.87	197.29	633.50	3.21	3.211	

60

Rotazione alla corda

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

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

- 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

61

Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

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

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

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

62

Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

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

$$f_c = \frac{f_{cm}}{FC} = \frac{28}{1.2} = 23.33 \text{ MPa}$$

$$v = \frac{N}{A_c f_c} = \frac{400 \times 10^3}{900 \times 10^2 \times 23.33} = 0.1905$$

$$0.3^v = 0.7951$$

63

Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

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

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

$$\left[\frac{\max(0,01;\omega')}{\max(0,01;\omega)} f_c \right]^{-0,225} = 23.33^{0.225} = 2.0314$$

64

Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

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

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

$h = 30 \text{ cm}$

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

65

Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

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

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

66

Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

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

Quindi, per DS (SLV):

$$\theta_{u(DS)} = 0,75 \times 0,85 \times 0,6667 \times 0,0160 \times 0,7951 \times 2,0314 \times 1,7966 = 0,0197$$

67

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:

$$u_{rel} = 0,0197 \times 3200 = 63,1 \text{ mm}$$

68

Spostamento relativo limite di interpiano - direzione x

pilastro piano	Nq	b	h	sp u per Nq			
				0.1	0.2	0.3	0.4
1 6	66.1	30	30	76.46	75.81	75.16	74.52
1 5	163.7	30	30	72.30	69.98	67.73	65.55
1 4	261.3	30	30	68.37	63.86	59.65	55.72
1 3	359.9	30	30	64.65	57.93	51.91	46.51
1 2	458.5	30	30	61.13	52.44	44.99	38.93
1 1	556.4	40	30	62.52	54.07	46.76	40.44
2 6	109.0	30	30	74.65	74.39	74.14	73.89
2 5	244.0	30	30	69.05	68.73	68.42	68.10
2 4	380.0	30	30	63.87	63.39	62.91	62.43
2 3	518.2	30	40	57.47	57.11	56.75	56.40
2 2	658.7	30	50	52.95	52.62	52.29	51.96
2 1	801.4	30	60	49.52	48.85	48.19	47.54
3 6	106.0	30	30	74.65	74.41	74.17	73.93
3 5	244.0	30	30	69.05	68.73	68.41	68.10
3 4	380.0	30	30	63.87	63.39	62.90	62.42
3 3	518.2	30	40	57.47	56.82	56.19	55.56
3 2	658.7	30	50	52.95	52.32	51.71	51.10
3 1	801.4	30	60	49.52	48.94	48.36	47.80

sp u min	sp u min	sp u min	sp u min	sp u min	sp u min
73.12	72.47	71.82	71.17	70.53	69.89
67.33	66.08	62.91	60.82	58.79	56.81
61.99	57.79	53.87	50.22	46.81	43.44
56.00	52.62	47.90	42.85	38.34	34.93
51.72	47.54	42.68	38.31	33.11	29.75
48.45	43.88	38.89	34.46	30.54	27.23

69

Spostamento relativo limite di interpiano - direzione x

direzione x	traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)	spostamento relativo limite per rotazione				accelerazione sopportabile					
				per Nq	0.1	0.2	0.3	0.4	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	69.89	1.407	1.395	1.382	1.370	1.358
5	479.262	93.377	67.33	65.08	62.91	60.82	58.79	56.81	0.721	0.697	0.674	0.651	0.630
4	395.895	125.204	61.99	57.79	53.87	50.22	46.81	43.44	0.495	0.462	0.430	0.401	0.374
3	280.681	110.891	56.00	52.62	47.90	42.85	38.34	34.93	0.505	0.474	0.432	0.386	0.345
2	149.691	96.024	51.72	47.54	42.68	38.31	33.11	29.75	0.639	0.495	0.444	0.399	0.345
1	53.667	53.667	48.45	43.88	38.89	34.46	30.54	27.23	0.903	0.818	0.725	0.642	0.569

La rotazione limite si raggiunge per $a_g = 0.361 \text{ g}$

70

Spostamento relativo limite di interpiano - direzione y

direzione y	traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)	spostamento relativo limite per rotazione				accelerazione sopportabile					
				per Nq	0.1	0.2	0.3	0.4	per Nq	0.1	0.2	0.3	0.4
6	861.216	84.558	73.12	72.21	71.30	70.41	69.53	68.65	0.865	0.854	0.843	0.833	0.822
5	776.657	134.367	67.33	64.56	61.91	59.37	56.93	54.57	0.501	0.481	0.461	0.442	0.424
4	642.291	178.088	61.99	57.29	52.94	48.92	45.21	41.76	0.348	0.322	0.297	0.275	0.254
3	464.203	196.837	56.00	50.98	46.40	41.76	36.33	31.11	0.285	0.269	0.236	0.212	0.185
2	267.366	178.268	51.72	46.51	40.37	33.18	27.27	22.26	0.290	0.261	0.226	0.186	0.153
1	89.098	89.098	48.45	43.33	38.29	31.83	26.46	21.45	0.544	0.486	0.430	0.367	0.297

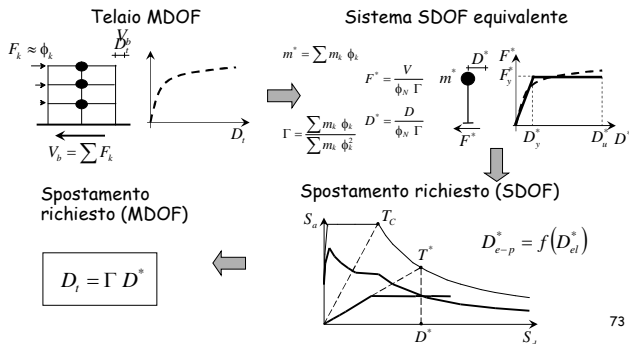
La rotazione limite si raggiunge per $a_g = 0.218 \text{ g}$

71

Analisi non lineare (pushover) Ordinanza 3531

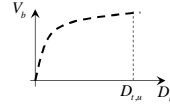
72

Analisi statica non lineare

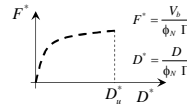


Sistema SDOF equivalente

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

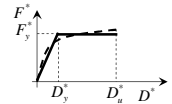


2. Si passa al sistema SDOF scalando ascisse e ordinate attraverso Γ .

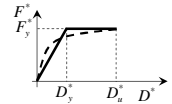


3. Si approssima la curva ottenuta con una bilineare.

Secondo Fajfar



Secondo OPCM 3274



74

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

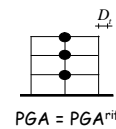
- corretto per tener conto della differenza $D_{e-p} - D_{el}$
- corretto per tener conto della pendenza iniziale della bilineare

75

Spostamento richiesto

1 - analisi modale

- Analisi modale con spettro di risposta (elastica)



$$D_{i,el}^{rif} = D_{i,el}$$

$$V_b^{rif} = V_b$$

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

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

76

Spostamento richiesto

2 - spostamento elasto-plastico

- Come per SDOF, si assume:

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

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

Nota: Il fattore di struttura q è dato da:

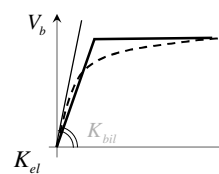
$$q = \frac{V_b^{rif}}{V_b^{SL}} \frac{PGA^{SL}}{PGA^{rif}} \quad PGA^{SL} = PGA^{rif} \frac{D_{i,el}^{SL}}{D_{i,e-p}}$$

77

Spostamento richiesto

3 - correzione

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



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

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

- Gli spostamenti si modificano in funzione della variazione di periodo

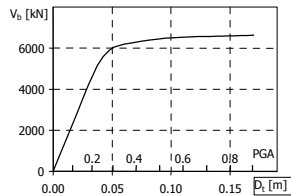
$S_{de}(T)$ = spostamento spettrale

78

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



79

Validazione della proposta Telai esaminati ed analisi

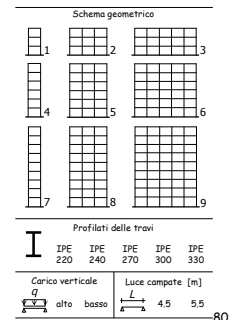
È stato considerato un insieme di 108 telai in acciaio che differiscono per:

- 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:

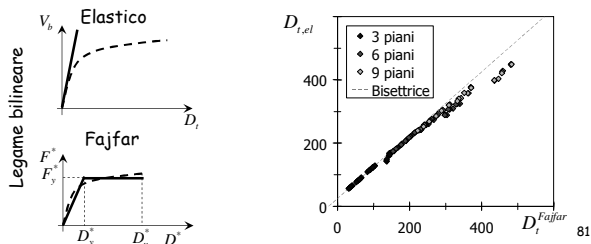
- secondo Fajfar
- secondo OPCM 3274
- Proposta



80

Confronto dei risultati ottenuti senza correzione

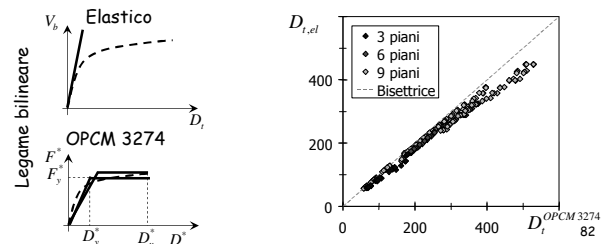
La rigidezza del sistema elastico è poco più grande di quella della bilineare di Fajfar e quindi si ottengono spostamenti appena minori.



81

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.



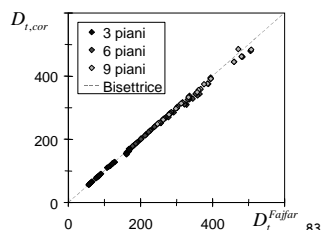
82

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



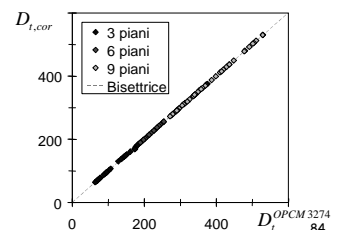
83

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



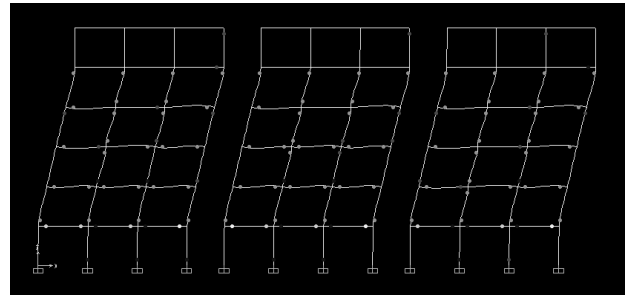
84

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"

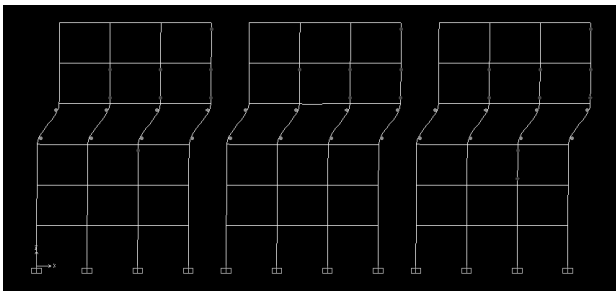
85

Direzione X travi plasticizzate



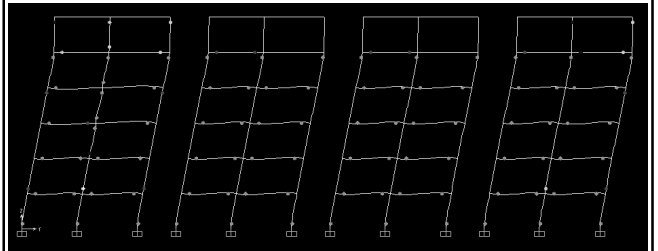
86

Direzione X travi infinitamente resistenti



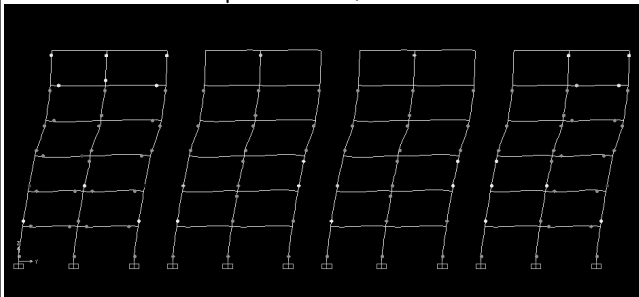
87

Direzione Y travi e travetti plasticizzati



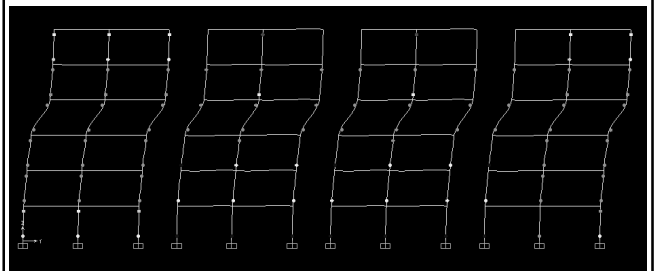
88

Direzione Y travi plasticizzate, travetti no



89

Direzione Y travi e travetti infinitamente resistenti



90

FINE

Per questa presentazione:

coordinamento

A. Gherzi

realizzazione

A. Gherzi

ultimo aggiornamento

14/11/2007