

Corso di aggiornamento

Progettazione strutturale sulla base delle
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.

5 - Comportamento dell'edificio; rottura fragile

Spoletto
25-27 febbraio 2010
Aurelio Ghersi

Collasso di edifici esistenti: duffile o fragile?

- Duttile: estese plasticizzazioni agli estremi delle aste (in particolare delle travi), meccanismo di collasso globale e non di piano
- Fragile: rottura a taglio delle sezioni di pilastri e travi, rotture a taglio dei nodi, scorrimento tra testa pilastro e trave in corrispondenza alle riprese di getto

Cosa mostra l'evidenza sperimentale
(danneggiamento e crollo di edifici in cemento armato
in conseguenza ai terremoti) ?

Collasso di edifici esistenti: duffile o fragile?



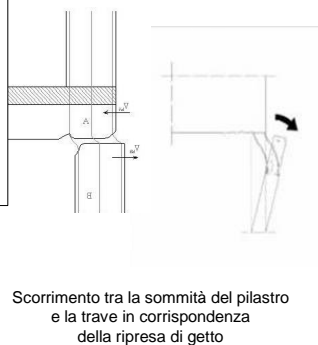
Danneggiamento dei nodi in testa ed al piede del pilastro:
non si ha formazione di cerniere plastiche sulla colonna
né tantomeno sulle travi

Collasso di edifici esistenti: duffile o fragile?



Danneggiamento dei nodi in testa ed al piede del pilastro:
non si ha formazione di cerniere plastiche sulla colonna
né tantomeno sulle travi

Collasso di edifici esistenti: duffile o fragile?



Collasso di edifici esistenti: fragile!

Quindi:

- Determinare innanzitutto il livello di azione sismica che porta a rottura fragile (resistenza a taglio dei pilastri, resistenza a taglio dei nodi, scorrimento travi-pilastro)
- Usare una modellazione che tenga conto in maniera corretta della rigidità degli elementi strutturali (commisurata al livello di sollecitazione che porta alle rotture fragili)
- Tenere conto anche degli elementi non strutturali, tramezzi e tamponature, che hanno un ruolo rilevante per basse azioni sismiche

Primi interventi, essenziali (o comunque prime verifiche)

Ridurre il rischio di rottura fragile, con:

- Cerchiatura dei nodi
- Staffatura efficace degli estremi dei pilastri
- Cucitura tra pilastri e travi

Miglioramento, **essenziale**

Solo dopo aver fatto questo:

- Valutazione del comportamento non lineare
- Controllo della duttilità delle sezioni

Adeguamento, quando occorre

Analisi strutturale ai fini della verifica per rotture fragili

Possibili metodi di analisi

- Risoluzione semplificata, con stima delle rigidezze (linee guida della Basilicata, suggerimenti A. Gherzi)
- Analisi lineare, statica o modale
 - Da usare con fattore di struttura q basso o nullo
- ~~Analisi statica non lineare (pushover)~~ di solito non necessaria
- ~~Analisi dinamica non lineare~~ troppo complicata

Tipi di analisi

- **Analisi elastica lineare**
 - È possibile usare modelli molto semplificati
Linee guida Basilicata - app. D, suggerimenti A. Gherzi
 - È possibile ridurre l'azione sismica con $q = 1.5$
OPCM 3431, punto 11.2.22
 - Suggerimento operativo:
usare analisi modale
fare il calcolo con $q=1$ e poi scalare i risultati
- È inutile pensare ad altri tipi di analisi
 - Analisi statica non lineare (pushover)
 - Analisi dinamica non lineare

Analisi strutturale semplificata: linee guida della Basilicata, appendice D oppure indicazioni di A. Gherzi

Analisi semplificata (Basilicata)

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

$$K_p = \sum k_i$$

Analisi semplificata (Basilicata)

- 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

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

File Analisi-Bas.xls

Analisi semplificata (Basilicata)

- 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

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

File Analisi-Bas.xls

Analisi semplificata (A. Ghersi)

- Valutare le rigidezze solo dei pilastri "che contano"
- Ridurre la rigidezza per tener conto delle travi

Dal secondo piano in su

$$k_i = \frac{\frac{12 E I_i}{h_r^3}}{1 + \frac{I_{media}}{h_r} \frac{\sum I_p}{\sum I_i}}$$

$$k_i = \frac{\frac{12 E I_i}{h_r^3}}{1 + 0.5 \frac{I_{media}}{h_r} \frac{\sum I_p}{\sum I_i}} \quad \text{Al primo piano}$$

- Per il resto si prosegue come per le indicazioni della Basilicata

File Analisi-AG.xls

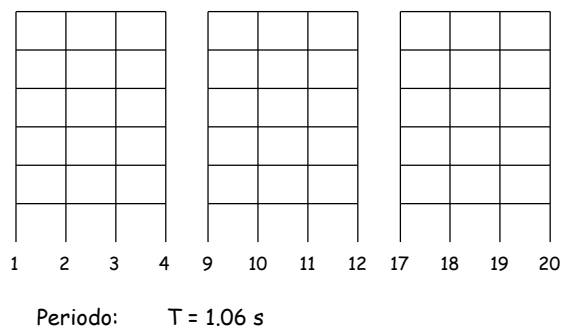
Analisi semplificate considerazioni

- I procedimenti sono semplici e facilmente automatizzabili 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



Schema geometrico treno di telai - direzione y



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

Analisi modale (con $q = 1$)

Si procede come per nuovi edifici:

- Determinazione delle masse di piano, con $g_k + \psi_2 q_k$
- Definizione dello spettro di risposta elastico per SLV
nell'esempio: periodo di ritorno 475 anni, suolo B
- Effettuazione dell'analisi modale con spettro elastico ($q=1$) o se si preferisce con spettro scalato con $q=1.5$

Esempio

Massa (peso) degli impalcanti

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

[illegible]

File Edificio.xls - foglio Carichi tra imp

Pilastri

Sforzo normale in condizioni sismiche

1											con sisma	
	N	N	Ac,nec	b	h	Ac	As,nec	n	6	As	N	n
5 ultimo	81.5	81.5	126	30	30	900	2.7	4	12	4.5	66.1	66.1
4	104.6	104.6	30	30	30	900	2.7	4	12	4.5	183.7	183.7
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	99.9	358.9
2	113.0	333.5	932	30	30	900	4.9	4	12	4.5	97.6	456.5
1	113.0	646.5	997	30	40	1200	6.0	6	14	9.2	99.9	556.4

Dallo stesso foglio di calcolo

usato per il progetto simulato

si ottiene anche lo sforzo

normale da carichi verticali in

presenza di sisma,

conformemente alle NTC 08

9											N	
	N	N									N	n
5 ultimo	110.0	110.0									94.6	94.6
	110.0	269.3									133.1	227.7
	150.3	410.6									133.1	360.8
	150.3	560.9									133.1	493.9
	150.3	711.2									136.4	628.3
	150.3	861.5									137.6	766.9

17											N	
	N	N									N	n
5 ultimo	27.5	57.6	89	30	30	900	2.7	4	12	4.5	50.5	50.5
	89.0	146.6	226	30	30	900	2.7	4	12	4.5	82.0	132.5
	89.0	226.5	363	30	30	900	2.7	4	12	4.5	82.0	214.6
	89.0	334.5	500	30	30	900	3.0	4	12	4.5	82.0	278.5
	89.0	413.5	638	30	30	900	4.0	4	12	4.5	82.0	378.5
	89.0	502.5	775	30	30	900	4.6	4	14	6.2	82.0	460.6

Dallo stesso foglio di calcolo usato per il progetto simulato si ottiene anche lo sforzo normale da carichi verticali in presenza di sisma, conformemente alle NTC 08

File Edificio.xls - foglio Pilastri

Travi
Momenti flettenti da q in condizioni sismiche

		luce		4.00		4.00		3		4.00		4	
		M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+
Trave 1..4	ultimo	sism	25.3	16.9	26.9	40.5	26.3	33.7	25.3	25.3	25.3	25.3	25.3
		max	33.0	22.0	37.7	52.3	33.0	44.0	33.0	33.0	33.0	33.0	33.0
		As		2.5	4.2	4.9	3.7	4.9	3.7	4.9	3.7	4.9	3.7
		n.sup		2	0	4	0	4	0	3	0	3	0
		fi		14	0	14	0	14	0	14	0	14	0
		n.inf		2	3	2	3	2	3	2	3	2	3
		fi		14	14	14	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	32.3	32.3	32.3
		max	40.0	26.0	45.7	64.0	40.0	53.3	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0
		As		3.0	5.1	7.2	4.5	6.0	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
		n.sup		2	0	5	0	4	0	4	0	3	0
		fi		14	0	14	0	14	0	14	0	14	0
		n.inf		2	3	2	3	2	3	2	3	2	3
		fi		14	14	14	14	14	14	14	14	14	14

Dal foglio di calcolo usato per il progetto simulato si ottiene anche

Dal foglio di calcolo usato per il progetto simulato si ottiene anche il momento flettente da carichi verticali in presenza di sisma

File Edificio.xls - foglio Travi

Materiali

Valori ottenuti mediante prove

Calcestruzzo:

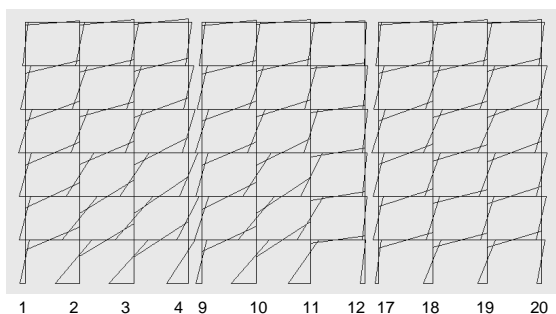
- Si ottiene dalle prove $f_{cm} = 28 \text{ MPa}$
(corrisponde a $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$)

Acciaio:

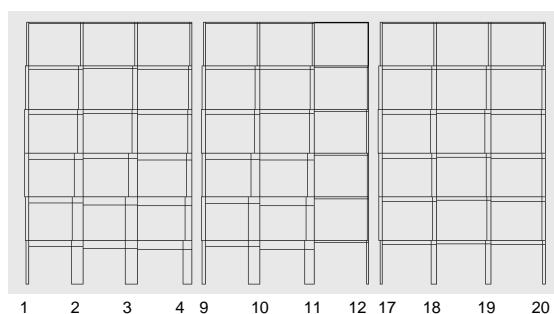
- Si trovano barre ad aderenza migliorata; si ottiene dalle prove $f_{ym} = 420 \text{ MPa}$ (corrisponde a FeB38k)

File Edificio.xls - foglio Mater e CarUnit

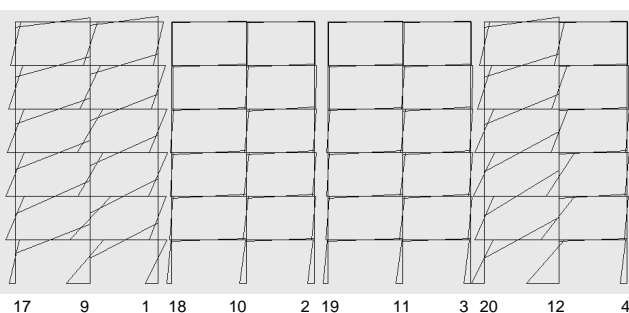
Sisma in direzione x
diagramma del momento flettente



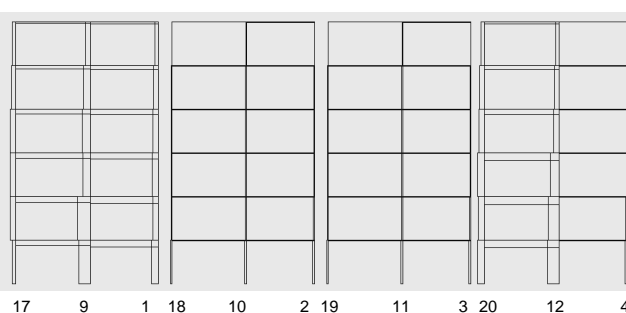
Sisma in direzione x
diagramma del taglio



Sisma in direzione y
diagramma del momento flettente



Sisma in direzione y
diagramma del taglio



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

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sfuerzo normale (kN)	N/q
1	6	359.68	305.68	207.80	-137.84	66.1
1	5	617.84	573.72	372.08	-519.40	163.7
1	4	903.44	813.76	595.20	-1073.12	261.3
1	3	693.44	739.76	447.72	-1720.28	359.9
1	2	665.12	701.32	426.96	-2405.72	456.5
1	1	500.64	610.92	347.36	-3036.16	556.4
2	6	522.36	491.12	316.68	-53.56	108.0
2	5	862.80	846.00	533.96	-74.64	244.0
2	4	1053.92	1010.24	644.96	-121.44	380.0
2	3	1705.36	1572.48	1023.96	-131.72	518.2
2	2	2059.60	2065.90	1288.36	-171.68	658.7
2	1	1455.16	2890.52	1357.72	-433.84	801.4
3	6	527.16	496.92	319.68	50.76	108.0
3	5	866.32	847.96	535.68	75.52	244.0
3	4	1062.32	1027.76	653.08	-135.52	380.0
3	3	1796.56	1668.92	1079.88	-236.64	518.2
3	2	2262.52	2250.56	1409.96	-310.24	658.7
3	1	1646.00	2996.04	1447.24	-370.48	801.4
4	6	366.44	311.40	211.68	142.08	108.0
4	5	627.08	587.04	379.20	531.20	244.0
4	4	772.12	733.72	470.20	1084.84	380.0
4	3	1121.60	1062.96	678.24	1639.68	518.2
4	2	1275.24	1387.28	830.60	2824.32	658.7
4	1	800.24	2561.68	1049.64	3792.92	801.4

File Edificio.xls - foglio PilX

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

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sfuerzo normale (kN)	N/q
17	6	627.48	527.24	360.56	-195.72	50.5
17	5	842.12	786.08	508.08	-620.08	132.5
17	4	1016.96	981.36	623.68	-1153.68	214.5
17	3	1051.36	1084.44	666.88	-1723.04	296.5
17	2	1002.16	1106.48	658.72	-2346.72	378.5
17	1	516.08	694.12	378.12	-2696.08	460.5
9	6	879.76	831.36	534.72	-17.80	94.6
9	5	1236.64	1214.08	765.48	-68.08	227.7
9	4	1516.80	1513.84	947.00	-136.00	360.9
9	3	1499.84	1411.28	909.52	-213.84	493.9
9	2	2479.64	2384.96	1519.92	-300.28	629.3
9	1	1627.68	2831.56	1392.88	-485.44	766.9
1	6	631.00	536.40	365.20	212.36	66.1
1	5	861.72	809.40	521.60	687.24	163.7
1	4	1046.00	1012.72	642.64	1289.32	261.3
1	3	1053.96	1135.32	686.20	1936.84	359.9
1	2	997.92	1037.20	636.72	2647.00	456.5
1	1	1006.76	1537.20	794.88	3377.92	556.4
18	6	94.60	89.04	-34.24	-33.64	76.8
18	5	199.72	141.72	82.96	-84.12	181.6
18	4	211.52	168.60	96.44	-148.48	266.4
18	3	152.92	174.40	93.84	-217.00	391.2
18	2	124.36	226.92	98.68	-261.68	496.0
18	1	75.52	549.88	152.72	-330.16	603.0

File Edificio.xls - foglio PilY

Risultati, con $a_g = 1.00$ g spostamenti orizzontali

direzione x		
traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)
6	477.128	56.664
5	430.420	94.344
4	347.128	118.368
3	235.832	101.952
2	135.448	87.560
1	47.996	47.996
direzione y		
traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)
6	747.884	96.268
5	674.448	139.364
4	557.780	168.920
3	403.108	175.460
2	232.224	155.212
1	77.416	77.416

File Edificio.xls - foglio Spo

Analisi modale (con $q = 1$)

Si procede come per nuovi edifici:

- Determinazione delle masse di piano, con $g_k + \psi_2 q_k$
- Definizione dello spettro di risposta elastico per SLV nell'esempio: periodo di ritorno 475 anni, suolo B
- Effettuazione dell'analisi modale con spettro elastico ($q=1$) o se si preferisce con spettro scalato con $q = 1.5$

Esame dei risultati per individuare rotture fragili:

- Usare risultati del calcolo oppure valori corrispondenti alla plasticizzazione delle sezioni a flessione

Valutazione delle sollecitazioni per verifica di elementi fragili

Rotture a taglio:

- Si noti che c'è un legame tra taglio V e resistenza a flessione M_R
ad esempio, per il pilastro, $V \leq (M_{R,sup} + M_{R,inf})/h$
- Finché non si hanno plasticizzazioni si usa il taglio fornito dal calcolo
- Se si hanno plasticizzazioni (nelle sezioni adiacenti) il taglio si ricava per l'equilibrio, dai M_R

Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>estese</i> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure <i>estese</i> prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>esauritive</i> verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con <i>estese</i> prove in situ oppure <i>esauritive</i> prove in-situ	Tutti	1.00

I fattori di confidenza sono ulteriori coefficienti di sicurezza

Valori delle resistenze da utilizzare per verifica di elementi fragili

- Come base, si utilizzano i valori medi (non quelli caratteristici)
- Per determinare i momenti di plasticizzazione degli estremi di un'asta ed il conseguente taglio massimo, si usano i valori medi moltiplicati per FC
- Per valutare la resistenza dell'elemento fragile si usano i valori medi divisi per il fattore di sicurezza parziale γ_M e divisi per FC

Nota: nelle NTC08 (punto 8.7.2) si dice solo "si impiegano le proprietà dei materiali esistenti"; non viene mai detto di usare i valori medi
COMMENTARE

Valori delle resistenze da utilizzare per verifica di elementi fragili

Esempio:

- Per il calcestruzzo con $R_{ck} = 25$ MPa si è trovato (in base alle prove sperimentali) $f_{cm} = 28$ MPa
- Per l'acciaio FeB38k si è trovato (in base alle prove sperimentali) $f_{ym} = 420$ MPa
- Per determinare il taglio massimo, si usa:
 $f_c = 28 \times 1.2 = 33.6$ MPa, $f_y = 420 \times 1.2 = 504$ MPa
- Per valutare la resistenza dell'elemento fragile si usano
 $f_c = 28 / 1.5 / 1.2 = 13.22$ MPa
 $f_y = 420 / 1.15 / 1.2 = 304.3$ MPa

Esempio risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq
analisi modale						
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7
1	4	200.96	-203.44	126.30	266.29	261.3
1	3	173.35	-184.94	111.93	430.07	389.9
1	2	166.28	-175.33	106.74	601.43	456.5
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4
2	6	130.59	-122.78	79.17	13.39	108.0
2	5	215.70	-211.50	133.49	18.66	244.0
2	4	263.48	-252.56	161.24	-30.36	380.0
2	3	426.34	-393.12	255.99	-32.93	518.2
2	2	514.65	-516.45	322.09	42.92	658.7
2	1	363.79	-722.63	339.43	109.46	801.4
3	6	131.79	-123.98	79.92	-12.69	108.0
3	5	216.58	-211.99	133.92	-18.88	244.0
3	4	265.58	-259.94	163.27	33.88	380.0
3	3	446.64	-417.40	269.97	58.91	518.2
3	2	565.63	-562.64	352.49	77.56	658.7
3	1	411.50	-746.51	361.81	92.62	801.4
4	6	91.61	-77.95	52.92	-35.52	108.0
4	5	156.77	-146.76	94.80	-132.80	244.0
4	4	193.03	-183.43	117.55	-271.21	380.0
4	3	280.40	-263.24	169.56	-459.92	518.2
4	2	318.81	-346.82	207.65	-706.08	658.7
4	1	200.06	-640.42	262.41	-948.23	801.4

Foglio Excel PilX dati

MRd(Nq)	VEd max
sup. (kNm)	inf. (kNm)
con res. FIC	con h=2.70
40.39	29.92
52.30	38.74
63.46	47.01
73.85	54.70
92.56	68.56
124.23	92.02
45.60	33.77
61.54	45.58
75.99	56.29
139.96	103.69
206.84	153.22
286.12	211.94
45.60	33.77
61.54	45.58
75.99	56.29
139.96	103.69
206.84	153.22
286.12	211.94
45.60	33.77
61.54	45.58
75.99	56.29
139.96	103.69
206.84	153.22
286.12	211.94
45.60	33.77
61.54	45.58
75.99	56.29
139.96	103.69
206.84	153.22
286.12	211.94

Foglio Excel V(PilX)

Pilastro 1
piano 3
per 0.25 g
V=111.93 kN

Ma il pilastro
si plasticizza
prima
Il taglio non
può superare
il valore
V=54.70 kN

Esempio risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq
analisi modale						
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7
1	4	200.96	-203.44	126.30	266.29	261.3
1	3	173.35	-184.94	111.93	430.07	389.9
1	2	166.28	-175.33	106.74	601.43	456.5
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4
2	6	130.59	-122.78	79.17	13.39	108.0
2	5	215.70	-211.50	133.49	18.66	244.0
2	4	263.48	-252.56	161.24	-30.36	380.0
2	3	426.34	-393.12	255.99	-32.93	518.2
2	2	514.65	-516.45	322.09	42.92	658.7
2	1	363.79	-722.63	339.43	109.46	801.4
3	6	131.79	-123.98	79.92	-12.69	108.0
3	5	216.58	-211.99	133.92	-18.88	244.0
3	4	265.58	-259.94	163.27	33.88	380.0
3	3	446.64	-417.40	269.97	58.91	518.2
3	2	565.63	-562.64	352.49	77.56	658.7
3	1	411.50	-746.51	361.81	92.62	801.4
4	6	91.61	-77.95	52.92	-35.52	108.0
4	5	156.77	-146.76	94.80	-132.80	244.0
4	4	193.03	-183.43	117.55	-271.21	380.0
4	3	280.40	-263.24	169.56	-459.92	518.2
4	2	318.81	-346.82	207.65	-706.08	658.7
4	1	200.06	-640.42	262.41	-948.23	801.4

Foglio Excel PilX dati

MRd(Nq)	VEd max
sup. (kNm)	inf. (kNm)
con res. FIC	con h=2.70
40.39	29.92
52.30	38.74
63.46	47.01
73.85	54.70
92.56	68.56
124.23	92.02
45.60	33.77
61.54	45.58
75.99	56.29
139.96	103.69
206.84	153.22
286.12	211.94
45.60	33.77
61.54	45.58
75.99	56.29
139.96	103.69
206.84	153.22
286.12	211.94
45.60	33.77
61.54	45.58
75.99	56.29
139.96	103.69
206.84	153.22
286.12	211.94

Foglio Excel V(PilX)

Nota:
in realtà
dovrebbe
essere con
N variabile
(ho trascurato
per semplicità;
vedere più
avanti, con
riferimento a
rottura duttile)

Esempio risultati dell'analisi modale, pilastri direzione y

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq
analisi modale						
17	6	156.87	-131.81	90.14	48.93	50.5
17	5	210.53	-186.62	127.02	155.02	132.5
17	4	254.24	-245.34	155.92	288.42	214.5
17	3	262.84	-271.11	166.72	430.76	296.5
17	2	250.54	-276.62	164.68	586.68	378.5
17	1	129.02	-173.53	94.53	724.02	460.5
9	6	219.94	-207.84	133.68	4.45	94.6
9	5	308.91	-303.52	191.37	17.02	227.7
9	4	379.20	-378.46	235.75	34.00	380.8
9	3	374.96	-352.82	227.38	53.46	493.9
9	2	619.91	-596.24	379.98	75.07	629.3
9	1	436.92	-707.89	348.22	121.36	786.9
1	6	157.75	-134.60	91.30	-53.09	66.1
1	5	215.43	-202.35	130.40	-171.81	163.7
1	4	261.60	-253.18	160.66	-322.33	261.3
1	3	273.49	-283.83	174.05	-484.21	389.9
1	2	249.48	-259.30	158.93	-661.75	456.5
1	1	251.69	-384.30	196.72	-844.48	556.4
18	6	23.65	22.26	-8.56	8.41	76.8
18	5	49.93	35.43	-20.74	21.03	181.6
18	4	62.88	-42.15	24.61	37.12	286.4
18	3	45.73	-43.60	23.46	54.25	391.2
18	2	31.09	-56.73	24.67	70.42	496.0
18	1	-18.88	-137.47	35.18	82.54	603.0

Foglio Excel PilY dati

MRd(Nq)	VEd max
sup. (kNm)	inf. (kNm)
con res. FIC	con h=2.70
38.42	28.46
49.58	35.98
58.20	43.11
67.29	49.85
75.84	56.18
92.53	68.84
43.95	32.55
59.70	44.22
74.04	54.65
95.97	71.09
154.54	114.47
224.97	166.64
40.39	29.92
52.30	38.74
63.46	47.01
73.85	54.70
92.56	68.56
145.10	107.48
41.73	30.91
54.40	40.30
66.20	49.04
77.12	57.13
96.15	71.23
128.57	95.24

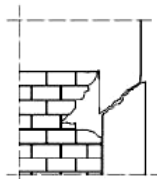
Foglio Excel V(PilY)

Rottura fragile per taglio

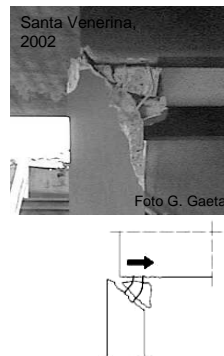
Rottura del pilastro per taglio



Rottura diagonale
della muratura e
propagazione come
lesione a taglio nel
pilastro



Rottura del pilastro per taglio



Verifica a taglio

- Nell'OPCM 3431 non vi sono indicazioni specifiche (deduco che si deve fare riferimento a $V_{Rd,max}$ e $V_{Rd,s}$)
- Le linee guida della Basilicata rinviano espressamente alle formule dell'Eurocodice 2
- L'Eurocodice 8, parte 3, propone formule specifiche (punto A.3.3.1) ma che valgono solo per SLC

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5; \mu_{pl}^R)) \right] \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100 \rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right]$$

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$$

Verifica a taglio

Formule utilizzate (secondo NTC 08, punto 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

con

$$f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd} \quad 1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & \text{per membrature non compresse} \\ 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} & \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd} \\ 1,25 & \text{per } 0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \\ 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) & \text{per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd} \end{cases}$$

Nota: con f_c e f_y definiti in precedenza, anziché f_{cd} e f_{yd}

Esempio

risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq (kN)	MRd(Nq) (kNm)	VEd max (kN)	VRds (kN)	VRdc (kN)	ag/g
		sup. (kNm)	inf. (kNm)	(kN)	normale (kN)						
		analisi modale	q=1, ag/g=	0,250							
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1	40.39	29.92	50.34	168.92	ok
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7	52.30	36.74	50.34	182.05	ok
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3	63.46	47.01	50.34	195.17	ok
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07	368.9	73.85	54.70	50.34	200.04	0.112
1	2	166.26	-175.33	106.74	601.43	456.5	92.56	68.56	50.34	200.04	0.118
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4	124.23	92.02	50.34	266.72	0.145

Sezione 30x30 staffe Ø6/20

$$V_{Rds} = 0,9 d \frac{A_{st}}{s} f_y \cot \theta =$$

$$= 0,9 \times 26 \times \frac{0,566}{20} \times 304 \times 2,5 \times 10^{-1} = 50,34 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} = 0,9 d b \alpha_c f'_c \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} =$$

$$= 0,9 \times 26 \times 30 \times 1,25 \times 6,61 \times \frac{2,5}{1 + 2,5^2} \times 10^{-1} = 200,04 \text{ kN}$$

Foglio Excel PilX dati

Foglio Excel V(PilX)

Esempio

risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq (kN)	MRd(Nq) (kNm)	VEd max (kN)	VRds (kN)	VRdc (kN)	ag/g
		sup. (kNm)	inf. (kNm)	(kN)	normale (kN)						
		analisi modale	q=1, ag/g=	0,250							
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1	40.39	29.92	50.34	168.92	ok
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7	52.30	36.74	50.34	182.05	ok
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3	63.46	47.01	50.34	195.17	ok
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07	368.9	73.85	54.70	50.34	200.04	0.112
1	2	166.26	-175.33	106.74	601.43	456.5	92.56	68.56	50.34	200.04	0.118
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4	124.23	92.02	50.34	266.72	0.145

Sezione 30x30 staffe Ø6/20

$$V_R = \min(V_{Rds}, V_{Rdc}) = 50,34 \text{ kN}$$

$$\text{Per } a_g = 0,25 \text{ g} \quad V_{Ed} = 111,93 \text{ kN}$$

$$\text{quindi } V_{Rd} = V_{Ed} \text{ per } a_g = 0,25 \times \frac{50,34}{111,93} = 0,112 \text{ g}$$

Foglio Excel PilX dati

Foglio Excel V(PilX)

Esempio

risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq (kN)	MRd(Nq) (kNm)	VEd max (kN)	VRds (kN)	VRdc (kN)	ag/g
		sup. (kNm)	inf. (kNm)	(kN)	normale (kN)						
		analisi modale	q=1, ag/g=	0,250							
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1	40.39	29.92	50.34	168.92	ok
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7	52.30	36.74	50.34	182.05	ok
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3	63.46	47.01	50.34	195.17	ok
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07	368.9	73.85	54.70	50.34	200.04	0.112
1	2	166.26	-175.33	106.74	601.43	456.5	92.56	68.56	50.34	200.04	0.118
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4	124.23	92.02	50.34	266.72	0.145

In altri casi la resistenza è maggiore di $V_{Ed,max}$ e quindi non si ha mai rottura

Foglio Excel PilX dati

Foglio Excel V(PilX)

Esempio

risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq (kN)	MRd(Nq) (kNm)	VEd max (kN)	VRds (kN)	VRdc (kN)	ag/g
		sup. (kNm)	inf. (kNm)	(kN)	normale (kN)						
		analisi modale	q=1, ag/g=	0,250							
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1	40.39	29.92	50.34	168.92	ok
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7	52.30	36.74	50.34	182.05	ok
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3	63.46	47.01	50.34	195.17	ok
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07	368.9	73.85	54.70	50.34	200.04	0.112
1	2	166.26	-175.33	106.74	601.43	456.5	92.56	68.56	50.34	200.04	0.118
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4	124.23	92.02	50.34	266.72	0.145
2	6	130.59	-122.78	79.17	13.39	108.0	45.60	33.77	50.34	174.56	ok
2	5	215.70	-211.50	133.49	18.66	244.0	61.54	45.58	50.34	192.85	ok
2	4	263.48	-252.56	161.24	-30.36	360.0	75.99	56.29	50.34	200.04	0.078
2	3	426.34	-393.12	255.99	-32.93	518.2	139.98	103.69	69.70	276.98	0.068
2	2	514.65	-516.46	322.09	42.92	658.7	206.64	153.22	89.86	353.92	0.068
2	1	363.79	-722.63	339.43	108.46	801.4	286.12	211.94	108.43	430.86	0.080
3	6	131.79	-129.98	79.92	-12.69	108.0	45.60	33.77	50.34	174.56	ok
3	5	216.58	-211.99	133.92	-18.88	244.0	61.54	45.58	50.34	192.85	ok
3	4	266.58	-256.94	163.27	33.88	360.0	75.99	56.29	50.34	200.04	0.077
3	3	446.64	-417.48	269.97	59.81	518.2	139.98	103.69	69.70	276.98	0.065
3	2	555.63	-562.64	352.49	77.56	658.7	206.64	153.22	89.86	353.92	0.063
3	1	411.50	-746.51	361.81	92.62	801.4	286.12	211.94	108.43	430.86	0.075
4	6	91.61	-77.85	52.92	35.52	108.0	45.60	33.77	50.34	174.56	ok
4	5	156.77	-146.76	94.80	-132.80	244.0	61.54	45.58	50.34	192.85	ok
4	4	193.03	-183.43	117.55	-271.21	360.0	75.99	56.29	50.34	200.04	0.107
4	3	260.40	-263.24	169.56	-459.92	518.2	139.98	103.69	69.70	276.98	0.103
4	2	316.81	-346.82	207.65	-706.08	658.7	206.64	153.22	89.86	353.92	0.107
4	1	200.06	-640.42	262.41	-848.23	801.4	286.12	211.94	108.43	430.86	0.103

Foglio Excel PilX dati

Foglio Excel V(PilX)

Esempio risultati dell'analisi modale, pilastri direzione y

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq	MRd(Nq)	VEI max	VRds	VRdc	ag/g
analisi modale		q=1, ag/g									
17	6	156.87	-131.81	90.14	48.93	50.5	35.42	26.46	50.34	166.83	ok
17	5	210.53	-196.52	127.02	155.02	132.5	48.58	36.98	50.34	177.85	ok
17	4	264.24	-245.34	155.92	286.42	214.5	58.20	43.11	50.34	188.88	ok
17	3	262.84	-271.11	166.72	430.76	286.5	67.29	49.85	50.34	199.91	ok
17	2	260.54	-276.62	164.68	586.68	378.5	75.84	56.18	50.34	200.04	0.076
17	1	129.02	-173.53	94.53	724.02	460.5	92.93	68.84	50.34	200.04	0.133
9	6	219.94	-207.84	133.68	4.46	94.6	43.95	30.55	50.34	172.76	ok
9	5	308.91	-303.52	191.37	17.02	227.7	59.70	44.22	50.34	190.66	ok
9	4	379.20	-378.46	236.75	34.00	360.8	74.04	54.95	50.34	200.04	0.053
9	3	374.96	-362.62	227.38	63.46	493.9	95.97	71.09	50.34	200.04	0.028
9	2	619.91	-596.24	379.98	75.07	629.3	154.54	114.47	69.70	276.98	0.046
9	1	406.92	-707.89	348.22	121.36	766.9	224.97	166.64	89.06	353.92	0.064
1	6	157.75	-134.60	91.30	-53.09	66.1	40.39	29.92	50.34	168.92	ok
1	5	215.43	-202.36	130.40	-171.81	163.7	52.30	38.74	50.34	182.05	ok
1	4	261.50	-253.18	160.66	-322.33	261.3	63.46	47.01	50.34	195.17	ok
1	3	273.49	-263.63	174.05	-484.21	358.9	73.85	54.70	50.34	200.04	0.072
1	2	249.48	-259.30	158.93	-661.75	456.5	92.56	68.56	50.34	200.04	0.079
1	1	251.69	-384.30	198.72	-844.48	556.4	145.10	107.48	69.70	276.98	0.088
18	6	23.65	22.26	-8.66	8.41	76.8	41.73	30.91	50.34	170.36	ok
18	5	49.93	35.43	20.74	21.03	181.6	54.40	40.30	50.34	184.46	ok
18	4	52.88	-42.15	24.61	37.12	286.4	66.20	49.04	50.34	198.55	ok
18	3	45.73	-43.60	23.46	54.25	391.2	77.12	57.13	50.34	200.04	ok
18	2	31.09	-56.73	24.67	70.42	496.0	96.15	71.23	50.34	200.04	ok
18	1	-18.88	-137.47	38.18	82.54	603.0	126.57	95.24	50.34	266.72	ok

Foglio Excel PilY dati

Foglio Excel V(PilY)

Verifica a taglio conclusione

La sezione più vulnerabile è quella del pilastro 9, II ordine, per sisma in direzione y

La rottura a taglio avviene per $a_g = 0.046 g$ o, se si assume $q = 1.5$, per $a_g = 0.069 g$ (molto lontano da $a_g = 0.250 g$)

Numerose altre sezioni arrivano alla rottura a taglio per accelerazioni un po' maggiori, sempre piccole rispetto a $a_g = 0.250 g$

Nota 1: più correttamente, al variare di a_g si dovrebbe cambiare spettro di risposta, ma questo è difficilmente proponibile

Nota 2: si dovrebbero verificare anche le travi, ma in genere stanno molto meglio

Rottura dei nodi

Rottura dei nodi



Rottura dei nodi



Rottura dei nodi



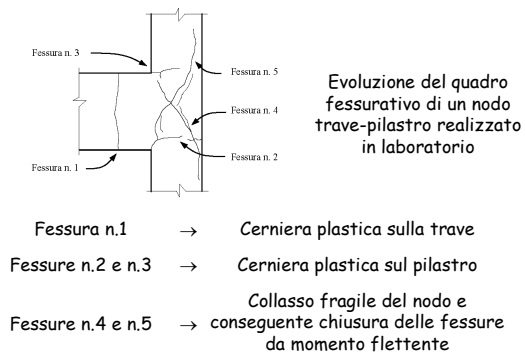
Rottura dei nodi



Rottura dei nodi



Danneggiamento del nodo per azioni cicliche

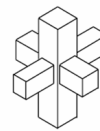


Confinamento dei nodi

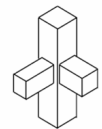
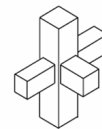
Nodi interamente confinati

- In ognuna delle 4 facce si innestano travi
- Le travi sono sovrapposte ai pilastri per almeno $\frac{3}{4}$ della larghezza del pilastro (e tra loro per $\frac{3}{4}$ dell'altezza)

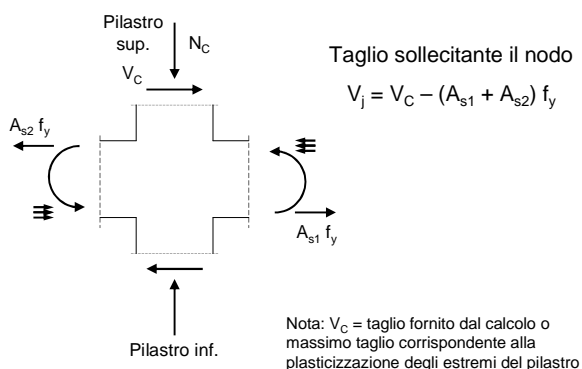
Per i nodi interamente confinati non occorrono verifiche



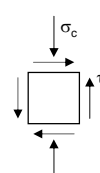
Nodi non interamente confinati



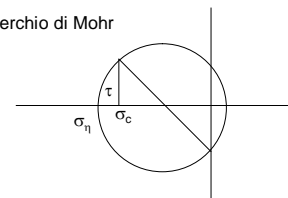
Azione tagliante nel nodo



Verifica del nodo compressione - in assenza di specifiche armature



Cerchio di Mohr



$$\sigma_c = \frac{N}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

$$\sigma_1 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq \eta f_c$$

compressione

Verifica del nodo compressione - in assenza di specifiche armature

$$\sigma_n = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq \eta f_c \quad \text{compressione}$$

con semplici passaggi
(vedi file Nodo.pdf)

$$\tau \leq \eta f_c \sqrt{1 - \frac{\sigma_c}{\eta f_c}}$$

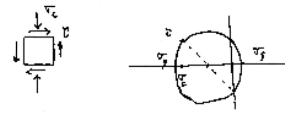
ovvero
NTC 08, punto 7.4.4.3.1

$$V_j \leq \eta f_c b h \sqrt{1 - \frac{v}{\eta}}$$

$$v = \frac{N}{b h f_c} \quad \eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \quad \alpha_j = 0.60 \quad \text{nodo interno}$$

$$\alpha_j = 0.48 \quad \text{nodo esterno}$$

Nodo senza armature vedi file Nodo.pdf



$$\eta = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \frac{\sigma_c}{2}$$

$$\tau \leq \eta f_c$$

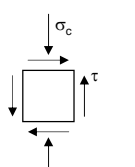
$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \frac{\sigma_c}{2} \leq \eta f_c$$

$$\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2 \leq \left(\eta f_c - \frac{\sigma_c}{2}\right)^2$$

$$\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2 \leq (\eta f_c)^2 - \eta f_c \sigma_c \quad \tau^2 \leq (\eta f_c)^2 \left(1 - \frac{\sigma_c}{\eta f_c}\right)$$

$$\tau \leq \eta f_c \sqrt{1 - \frac{\sigma_c}{\eta f_c}}$$

Verifica del nodo trazione - in assenza di specifiche armature



Cerchio di Mohr

$$\sigma_c = \frac{N}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

$$\sigma_1 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq f_{ct}$$

trazione

Verifica del nodo trazione - in assenza di specifiche armature

$$\sigma_n = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq f_{ct} \quad \text{trazione}$$

si può ottenere

$$\tau \leq f_{ct} \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{f_{ct}}}$$

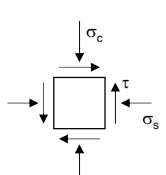
ovvero

$$V_j \leq f_{ct} b h \sqrt{1 + \frac{N}{b h f_{ct}}}$$

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3} \quad \text{NTC 08}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \sqrt{f_c} \quad \text{OPCM 3431}$$

Verifica del nodo trazione - in presenza di armature orizzontali



Cerchio di Mohr

$$\sigma_c = \frac{N}{b h} \quad \sigma_s = \frac{A_s f_y}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

$$\sigma_1 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right) \leq f_{ct}$$

trazione

Verifica del nodo trazione - in presenza di armature orizzontali

$$\sigma_1 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right) \leq f_{ct} \quad \text{trazione}$$

con semplici passaggi
(vedi file Nodo.pdf)

$$\tau \leq \sqrt{(f_{ct} + \sigma_c)(f_{ct} + \sigma_s)} \quad \text{per verifica}$$

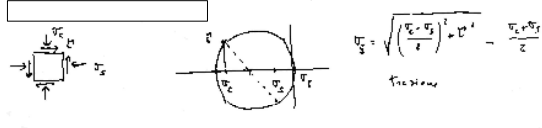
$$\sigma_s \geq \frac{\tau^2}{f_{ct} + \sigma_c} - f_{ct} \quad \text{per progetto armatura}$$

ovvero
NTC 08, punto 7.4.4.3.1

$$\frac{A_s f_y}{b h} \geq \frac{(V / b h)^2}{f_{ct} + v f_c} - f_{ct}$$

$$v = \frac{N}{b h f_c}$$

Nodo con armature vedi file Nodo.pdf



$$\sigma_s = f_{ctd}$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{\sigma_c + \sigma_s}{2} \leq f_{ctd}$$

$$\left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2 \leq \left(f_{ctd} + \frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right)^2 = f_{ctd}^2 + \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right)^2 + f_{ctd}(\sigma_c + \sigma_s)$$

$$\frac{\sigma_c}{2} + \frac{\sigma_s}{2} - \frac{\sigma_c \sigma_s}{2} + \tau^2 \leq f_{ctd}^2 + \frac{\sigma_c \sigma_s}{2} + f_{ctd} \sigma_c + f_{ctd} \sigma_s$$

$$\tau^2 \leq (f_{ctd} + \sigma_c)(f_{ctd} + \sigma_s)$$

$$\sigma_s \geq \frac{\tau^2}{f_{ctd} + \sigma_c} - f_{ctd}$$

Esempio verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	Nq	oc	n/η	As1 (cm ²)	As fy (kN)	Vj (kN)
11	6	65.97	37.01	144.0	1.600	0.284	3.08	107.80	155.23
11	5	110.60	49.17	280.0	3.200	0.568	3.08	107.80	155.23
11	4	133.99	66.67	432.0	4.800	0.852	3.08	107.80	155.23
11	3	199.09	109.61	578.2	4.818	0.855	3.08	107.80	155.23
11	2	242.24	161.74	726.7	4.845	0.860	3.08	107.80	155.23
11	1	284.03	241.14	877.4	4.874	0.865	3.08	107.80	155.23

Nodo di estremità

sezione pilastro 30x30

Azione orizzontale dovuta all'armatura

$$F = A_s f_y \quad \text{MIN} \quad F = 3.08 \times 420 / 1.2 \times 10^{-1} = 107.80 \text{ kN}$$

$$\text{MAX} \quad F = 3.08 \times 420 \times 1.2 \times 10^{-1} = 155.23 \text{ kN}$$

$$V_j = |V_c - A_s f_y| = |66.87 - 155.23| = 88.36 \text{ kN}$$

Foglio Excel Nodi

Esempio verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	Nq	oc	n/η	As1 (cm ²)	As fy (kN)	Vj (kN)
11	6	65.97	37.01	144.0	1.600	0.284	3.08	107.80	155.23
11	5	110.60	49.17	280.0	3.200	0.568	3.08	107.80	155.23
11	4	133.99	66.67	432.0	4.800	0.852	3.08	107.80	155.23
11	3	199.09	109.61	578.2	4.818	0.855	3.08	107.80	155.23
11	2	242.24	161.74	726.7	4.845	0.860	3.08	107.80	155.23
11	1	284.03	241.14	877.4	4.874	0.865	3.08	107.80	155.23

Nodo di estremità

sezione pilastro 30x60

Azione orizzontale dovuta all'armatura

$$F = A_s f_y \quad \text{MIN} \quad F = 3.08 \times 420 / 1.2 \times 10^{-1} = 107.80 \text{ kN}$$

$$\text{MAX} \quad F = 3.08 \times 420 \times 1.2 \times 10^{-1} = 155.23 \text{ kN}$$

$$V_j = |V_c - A_s f_y| = |241.14 - 107.80| = 133.34 \text{ kN}$$

Foglio Excel Nodi

Esempio verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	Nq	oc	n/η	As1 (cm ²)	As fy (kN)	Vj (kN)	VjR com (kN)	VjR tra (kN)
11	6	65.97	37.01	144.0	1.600	0.284	3.08	107.80	155.23	118.23	314.77
11	5	110.60	49.17	280.0	3.200	0.568	3.08	107.80	155.23	106.06	244.54
11	4	133.99	66.67	432.0	4.800	0.852	3.08	107.80	155.23	88.36	143.25
11	3	199.09	109.61	578.2	4.818	0.855	3.08	107.80	155.23	45.62	206.06
11	2	242.24	161.74	726.7	4.845	0.860	3.08	107.80	155.23	53.94	266.46
11	1	284.03	241.14	877.4	4.874	0.865	3.08	107.80	155.23	133.34	323.15

Nodo di estremità

sezione pilastro 30x60

$$\sigma_c = \frac{N}{b h} = \frac{877.4}{30 \times 60} \times 10^1 = 4.87 \text{ MPa} \quad \eta = 0.48 \times \left(1 - \frac{28}{250}\right) = 0.426$$

$$V_{jR,com} = \eta f_c b h_{jc} \sqrt{1 - \frac{v}{\eta}} =$$

$$= 0.426 \times 13.22 \times 30 \times 52 \times \sqrt{1 - \frac{4.87}{0.426 \times 13.22}} = 323.15 \text{ kN}$$

Foglio Excel Nodi

Esempio verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	Nq	oc	n/η	As1 (cm ²)	As fy (kN)	Vj (kN)	VjR com (kN)	VjR tra (kN)
11	6	65.97	37.01	144.0	1.600	0.284	3.08	107.80	155.23	118.23	314.77
11	5	110.60	49.17	280.0	3.200	0.568	3.08	107.80	155.23	106.06	244.54
11	4	133.99	66.67	432.0	4.800	0.852	3.08	107.80	155.23	88.36	143.25
11	3	199.09	109.61	578.2	4.818	0.855	3.08	107.80	155.23	45.62	206.06
11	2	242.24	161.74	726.7	4.845	0.860	3.08	107.80	155.23	53.94	266.06
11	1	284.03	241.14	877.4	4.874	0.865	3.08	107.80	155.23	133.34	323.15

Nodo di estremità

sezione pilastro 30x60

$$f_{ct} = 0.3 \times \sqrt{13.22} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$V_{jR,tra} = f_{ct} b h_{jc} \sqrt{1 + \frac{N}{b h f_{ct}}} =$$

$$= 1.09 \times 30 \times 52 \times \sqrt{1 + \frac{4.87}{1.09}} \times 10^{-1} = 397.9 \text{ kN}$$

Foglio Excel Nodi

Esempio verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	Nq	oc	n/η	As1 (cm ²)	As fy (kN)	Vj (kN)	VjR com (kN)	VjR tra (kN)
11	6	65.97	37.01	144.0	1.600	0.284	3.08	107.80	155.23	118.23	314.77
11	5	110.60	49.17	280.0	3.200	0.568	3.08	107.80	155.23	106.06	244.54
11	4	133.99	66.67	432.0	4.800	0.852	3.08	107.80	155.23	88.36	143.25
11	3	199.09	109.61	578.2	4.818	0.855	3.08	107.80	155.23	45.62	206.06
11	2	242.24	161.74	726.7	4.845	0.860	3.08	107.80	155.23	53.94	266.06
11	1	284.03	241.14	877.4	4.874	0.865	3.08	107.80	155.23	133.34	323.15
17	6	90.14	28.46	50.5	0.561	0.100	3.08	107.80	155.23	126.78	352.96
17	5	127.02	35.98	132.5	1.472	0.261	3.08	107.80	155.23	119.25	319.71
17	4	156.92	43.11	214.5	2.363	0.423	3.08	107.80	155.23	112.12	282.57
17	3	188.72	49.85	296.5	3.294	0.595	3.08	107.80	155.23	105.38	239.75
17	2	164.68	56.18	378.5	4.206	0.746	3.08	107.80	155.23	99.05	187.36
17	1	94.53	68.84	460.5	5.117	0.909	3.08	107.80	155.23	86.39	112.90
1	6	91.30	29.92	66.1	0.734	0.130	3.08	107.80	155.23	125.31	346.88
1	5	130.40	38.74	163.7	1.819	0.323	3.08	107.80	155.23	116.49	306.11
1	4	160.66	47.01	261.3	2.903	0.515	3.08	107.80	155.23	108.23	259.00
1	3	174.05	54.70	369.9	3.988	0.708	3.08	107.80	155.23	100.53	201.15
1	2	158.93	66.56	456.5	5.072	0.900	3.08	107.80	155.23	86.67	117.63
1	1	198.72	107.48	556.4	4.637	0.823	3.08	107.80	155.23	47.75	227.81

Foglio Excel Nodi

Verifica dei nodi conclusione

Alcuni nodi non sono verificati per $a_g=0.25 g$,
ma di poco e solo ai piani alti (per N basso)

Il fatto che i nodi non stiano male probabilmente
dipende dal fatto che:

- La resistenza a flessione dei pilastri non è molto alta
(e questo limita il taglio nei pilastri)
- Anche la resistenza a flessione delle travi non è
molto alta (e questo riduce la loro azione sui nodi)

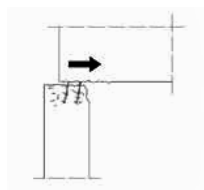
Nota: si sarebbe dovuto tener conto anche della variazione di
sforzo normale nei nodi

Scorrimento tra testa pilastro e nodo

Scorrimento pilastro-nodo



Sicilia 1990,
terremoto di
Santa Lucia,
Augusta



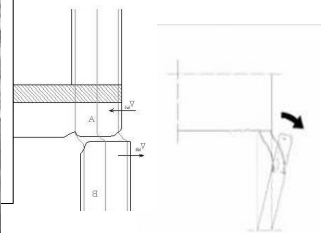
Scorrimento tra la sommità del pilastro
e la trave in corrispondenza
della ripresa di getto

Scorrimento pilastro-nodo



Irpinia 1980,
Lioni: Edificio del
Banco di Napoli

Foto A. Ghersi



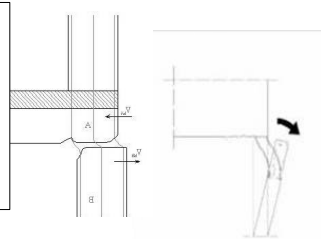
Scorrimento tra la sommità del pilastro
e la trave in corrispondenza
della ripresa di getto

Scorrimento pilastro-nodo



Irpinia 1980,
Lioni: Edificio del
Banco di Napoli

Foto A. Ghersi



Scorrimento tra la sommità del pilastro
e la trave in corrispondenza
della ripresa di getto

Verifica di scorrimento pilastro-nodo

- Non esistono molte indicazioni a riguardo
- Solo l'Eurocodice 8, parte 1 (punto 5.5.3.4.4) parla
di verifica di scorrimento tra parete e impalcato; le
formule proposte possono estendersi, con
opportune modifiche, anche al caso in esame

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

Resistenza delle barre verticali Resistenza di eventuali barre inclinate Resistenza per attrito

Verifica di scorrimento pilastro-nodo

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \times \sum A_{sj} \times \sqrt{f_{cd} \times f_{yd}} \\ 0,25 \times f_{yd} \times \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

$$V_{id} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_1 \times [(\sum A_{sj} \times f_{yd} + N_{Ed}) \times \xi + M_{Ed}/z] \\ 0,5 \eta \times f_{cd} \times \xi \times l_w \times b_{wo} \end{array} \right.$$

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

Resistenza delle
barre verticali

Resistenza di eventuali
barre inclinate

Resistenza
per attrito

Esempio verifica scorrimento

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	N _g	Vdd 1	Vdd 2	ξ	Vid 1	Vid 2	VRdS	
		dir x									
11	6	66.97	37.01	144.0							
11	5	110.60	49.17	268.0							
11	4	133.99	66.67	432.0							
11	3	199.09	109.61	578.2							
11	2	242.24	161.74	726.7							
11	1	284.03	241.14	877.4							
		dir y									
17	6	90.14	28.46	50.5	37.31	34.42	1.57	91.29	16.61	51.03	ok
17	5	127.02	36.98	132.5	37.31	34.42	4.12	130.23	43.58	78.00	ok
17	4	155.92	43.11	214.5	37.31	34.42	6.68	176.36	70.55	104.97	ok
17	3	166.72	49.85	236.5	37.31	34.42	9.23	229.88	97.52	131.94	ok
17	2	164.66	56.16	378.5	37.31	34.42	11.78	290.16	124.48	169.91	ok
17	1	94.53	68.84	460.5	50.78	46.85	14.33	392.23	151.45	198.30	ok
		dir y									
1	6	91.30	29.92	66.1							
1	5	130.40	38.74	163.7							
1	4	160.66	47.01	261.3							
1	3	174.05	54.70	369.9							
1	2	158.93	68.56	456.5							
1	1	198.72	107.48	556.4							

Nota: N (e quindi V_{id}) si può ridurre
anche di molto per effetto del sisma

Foglio Excel Scorrimento