

Corso di formazione e aggiornamento professionale

Analisi e adeguamento sismico
di edifici in c.a. ed in muratura

Valutazione della sicurezza, verifica sismica
e interventi su edifici esistenti in c.a.

2 - Modalità di collasso (duttile o fragile) e metodi di analisi.
Verifica per collasso fragile

Messina

13 aprile 2012

Aurelio Gheresi

Collasso di edifici esistenti: duttile o fragile?

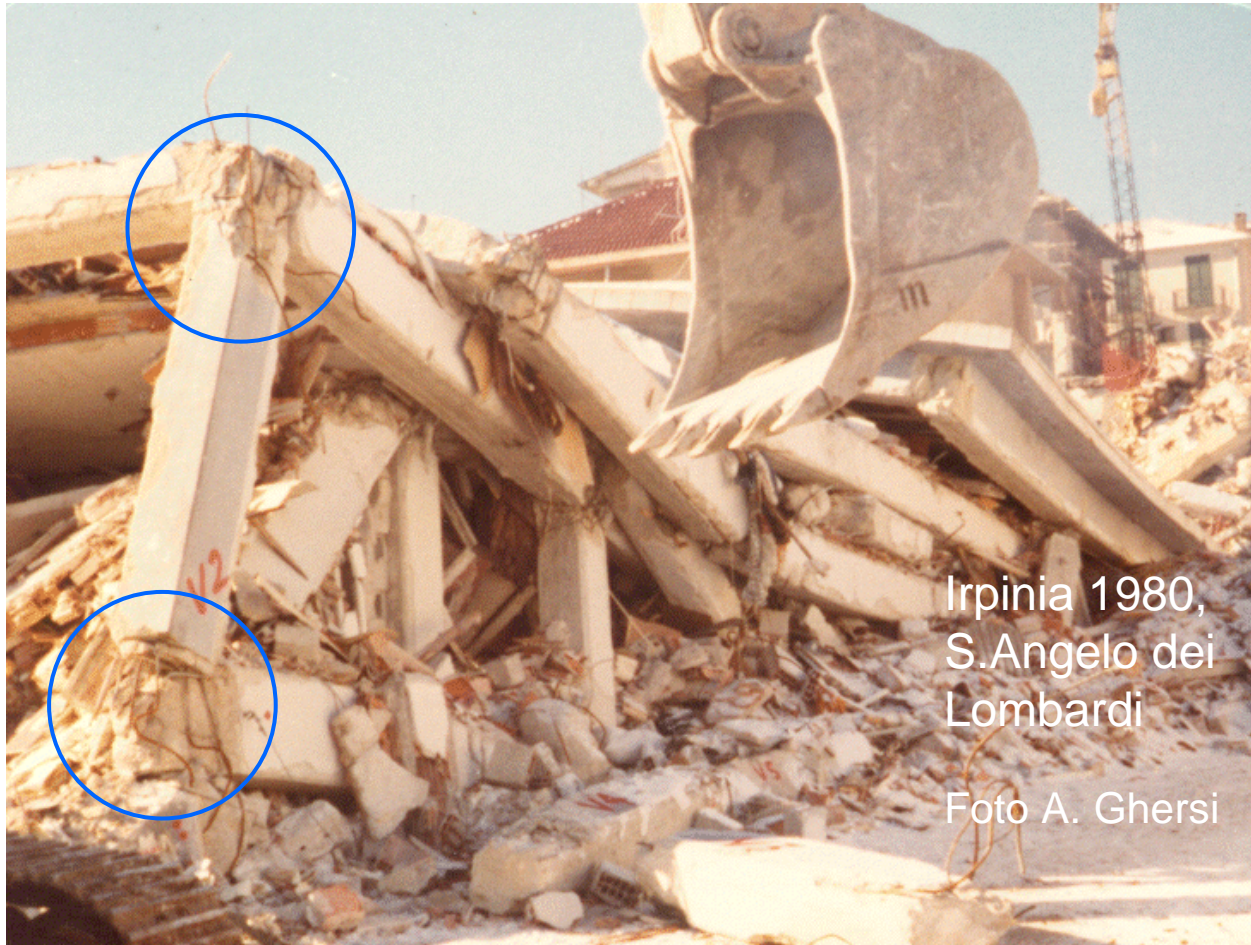
- Duttile: estese plasticizzazioni agli estremi delle aste (in particolare delle travi), meccanismo di collasso globale e non di piano
- Poco duttile: plasticizzazioni agli estremi dei pilastri, meccanismo di collasso di piano
- Fragile: rottura a taglio delle sezioni di pilastri e travi, rotture a taglio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

Collasso di edifici esistenti: duttile o fragile?

Edifici progettati solo per carichi verticali
o progettati per sisma in maniera non corretta

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

Collasso di edifici esistenti: duttile o fragile?



Irpinia 1980,
S. Angelo dei
Lombardi

Foto A. Gherzi

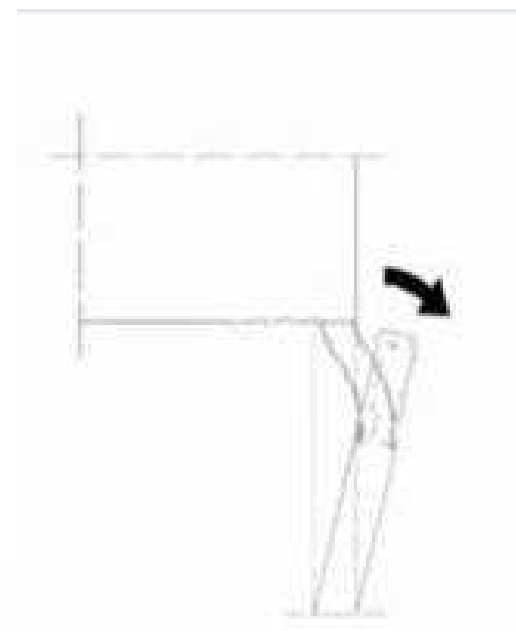
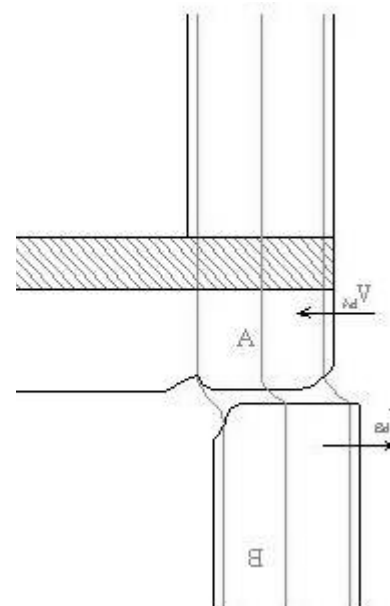
Danneggiamento dei nodi in testa ed al piede del pilastro:
non si ha formazione di cerniere plastiche sulla colonna
né tantomeno sulle travi

Collasso di edifici esistenti: duttile 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: duttile o fragile?



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

Collasso di edifici esistenti: duttile o fragile?

Edifici progettati solo per carichi verticali
o progettati per sisma in maniera non corretta

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



In tutti questi casi il collasso è fragile

Collasso di edifici esistenti: duttile o fragile?

Edifici progettati correttamente per sisma
(indipendentemente dalle normative di riferimento)
oppure progettati solo per carichi verticali,
ma con una particolare cura del progetto e dei dettagli
costruttivi (buone sezioni dei pilastri, ben armate e
molto ben staffate)



In questi casi il collasso può essere duttile

Collasso di edifici esistenti:

in molti casi: 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 rigidezza 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:

- Staffatura efficace degli estremi dei pilastri
- Cerchiatura dei nodi
- 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. Gheresi)
- Analisi lineare, statica o modale
 - Da usare con fattore di struttura q basso o unitario
- ~~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. Ghersi
 - 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. Ghersi

Analisi semplificata (Basilicata)

Ipotesi base: crisi solo per pilastri

- Valutare le rigidezze dei pilastri

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

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

- Valutare la rigidezza di piano

$$K_p = \sum k_i$$

Analisi semplificata (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

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

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

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

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

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

$$k_i = \frac{\frac{12 E I_i}{h_r^3}}{1 + 0.5 \frac{l_{media}}{h_r} \frac{\sum I_p}{\sum I_t}}$$

Al primo piano

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

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"

Edificio esaminato

a titolo di esempio

Edificio esistente da esaminare

- Edificio destinato ad abitazione
- Numero di impalcati: 6
- Epoca di costruzione: fine anni '70
- Terreno: abbastanza compatto (suolo B)
- Classificazione sismica
 - All'epoca di costruzione: nessuna
 - Oggi: media sismicità

T_r [anni]	a_g / g	F_0	T_C^* [s]
30	0.061	2.360	0.280
50	0.082	2.316	0.292
475	0.250	2.410	0.360
975	0.339	2.445	0.383

Edificio esistente da esaminare

- Dati disponibili:
 - Non esistono elaborati progettuali
 - Non esistono certificati di prova su materiali
- Obiettivo: grado di conoscenza adeguato (LC2)

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)	Prove (sui materiali)
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio

Conoscenza dell'edificio

Non è stato recuperato il progetto

Geometria:

- Si effettua un rilievo completo

Dettagli costruttivi:

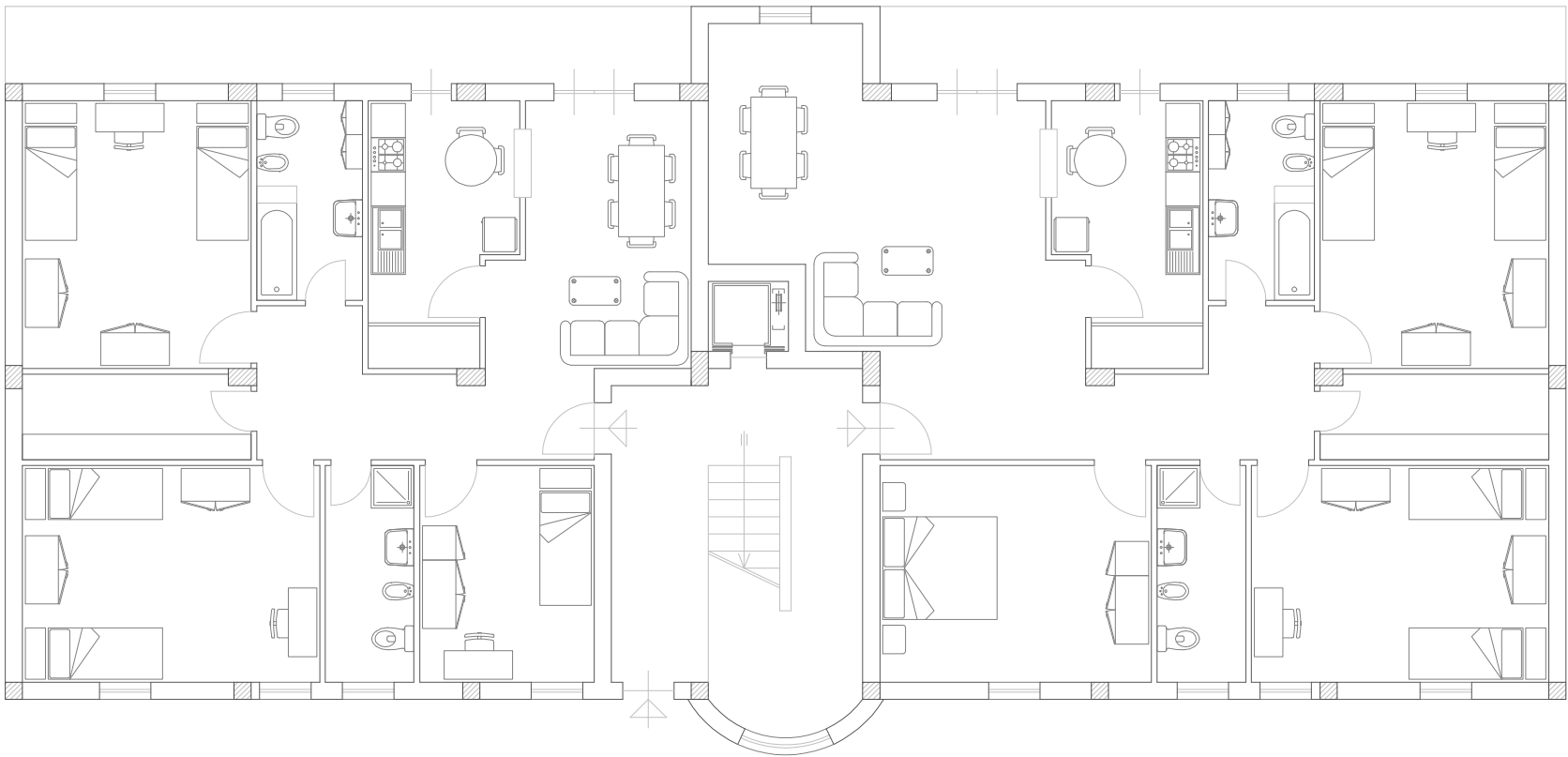
- Si fa un progetto simulato (per avere un'idea)
- Si fa un rilievo esteso

Materiali:

- Si fanno estese prove in situ

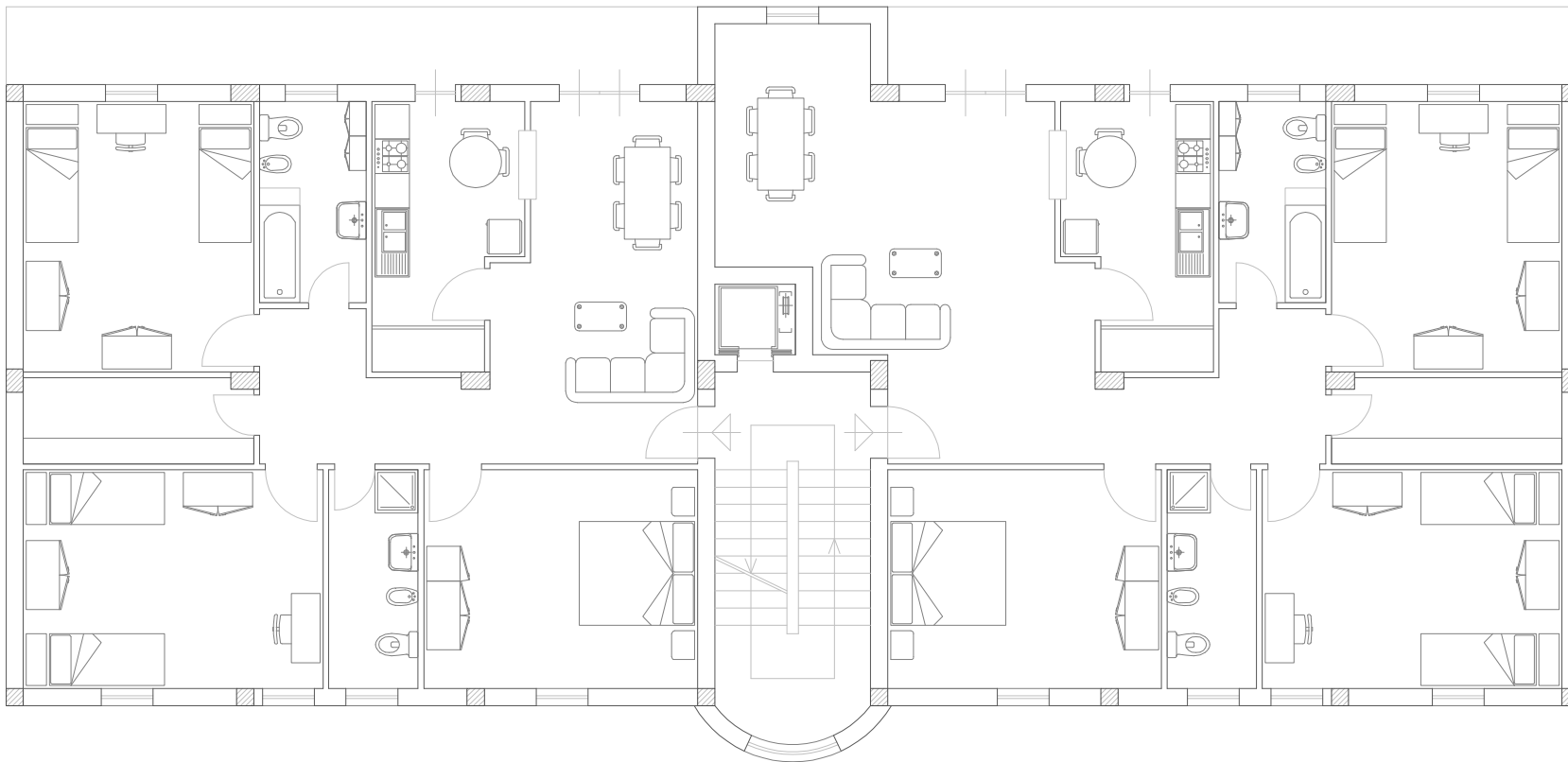
Grado di conoscenza: LC2

Rilievo dell'edificio



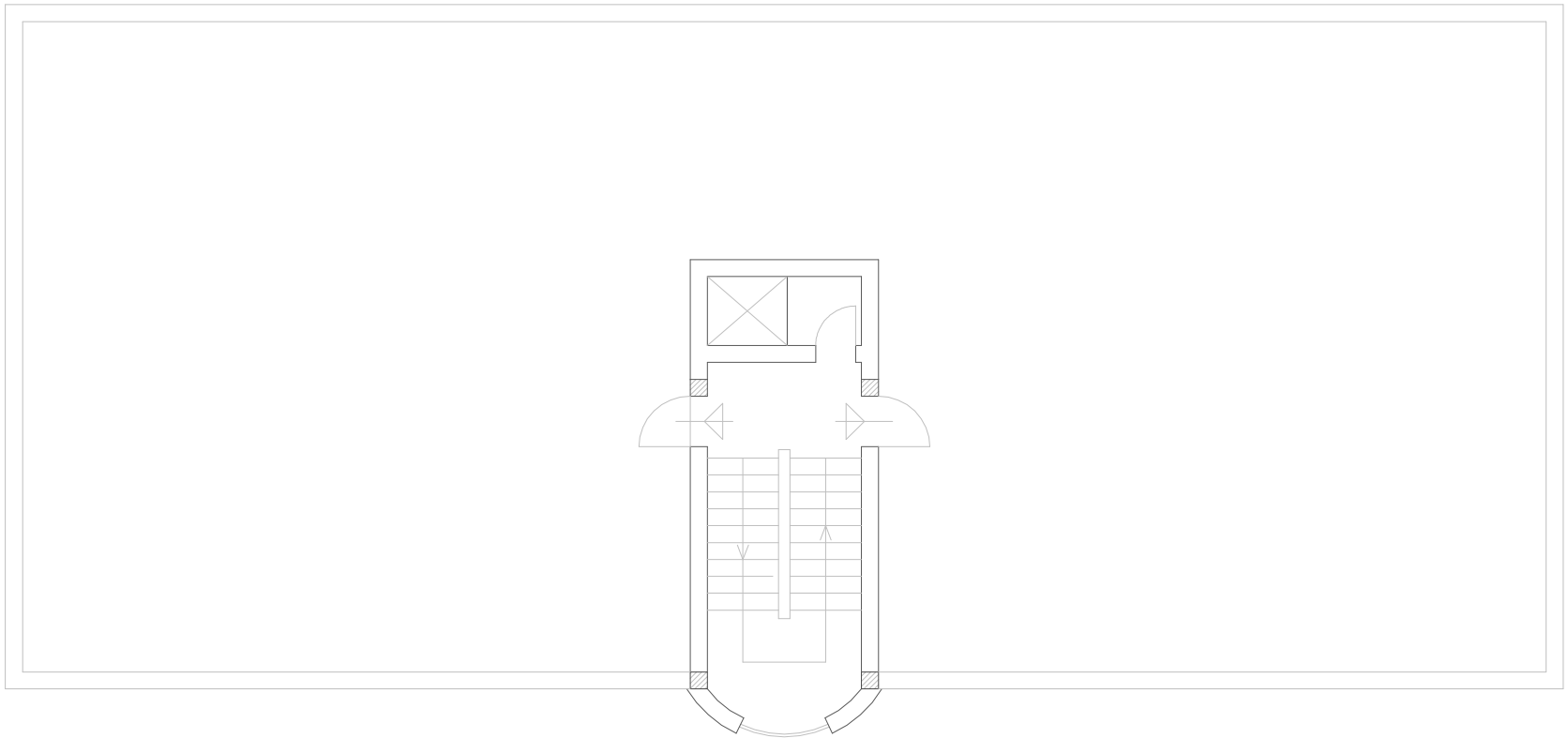
Piano terra

Rilievo dell'edificio



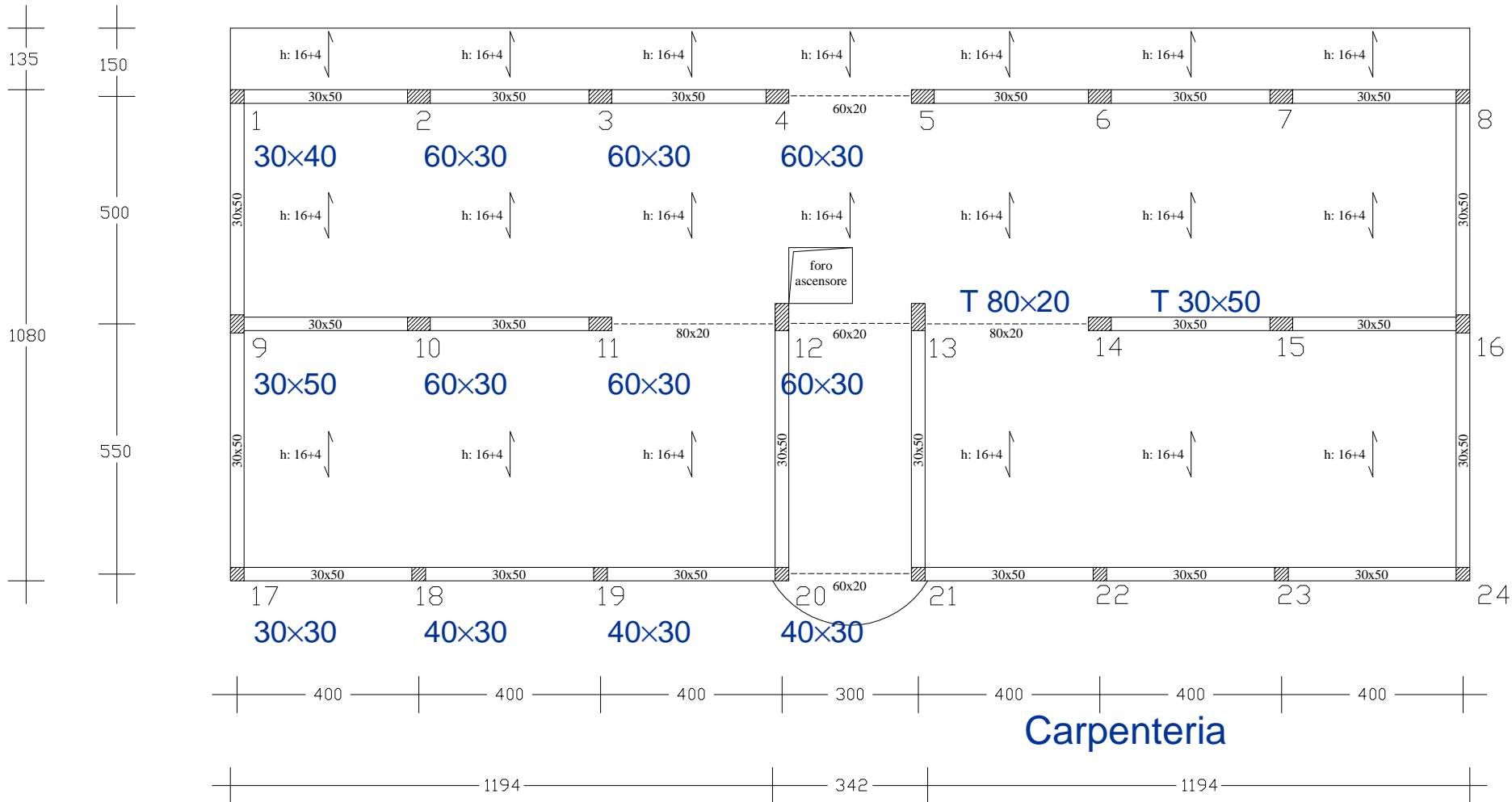
Piano tipo

Rilievo dell'edificio



Copertura

Rilievo dell'edificio



Carichi unitari e materiali

Carichi unitari:

Elemento	g_k	q_k	$g_k + q_k$
Solaio (kN/m ²)	5.00	2.00	7.00
Sbalzo (kN/m ²)	4.00	4.00	8.00
Trave (kN/m)	3.50	-	3.50
Tamponature (kN/m)	7.00	-	7.00

Materiali:

- Calcestruzzo - $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$
 $\bar{\sigma}_c = 8.5 \text{ MPa}$
- Acciaio - FeB38k
 $\bar{\sigma}_s = 215 \text{ MPa}$

Progetto simulato

Pilastri: sezione e armature

piano	pilastro 1				pilastro 9				pilastro 17			
	progetto		rilievo		progetto		rilievo		progetto		rilievo	
	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s
6	30×30	4Ø12			30×30	4Ø12	30×30	4Ø12	30×30	4Ø12		
5	30×30	4Ø12			30×30	4Ø12	30×30	4Ø12	30×30	4Ø12		
4	30×30	4Ø12			30×30	4Ø12			30×30	4Ø12		
3	30×30	4Ø12			30×30	4Ø14			30×30	4Ø12		
2	30×30	4Ø14			30×40	6Ø14			30×30	4Ø12		
1	30×40	6Ø14			30×50	6Ø14	30×50	6Ø14	30×30	4Ø14	40×30	6Ø14

piano	pilastri 2, 3, 4				pilastri 10, 11, 12				pilastri 18, 19, 20			
	progetto		rilievo		progetto		rilievo		progetto		rilievo	
	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s
6	30×30	4Ø12			30×30	4Ø12	30×30	4Ø12	30×30	4Ø12		
5	30×30	4Ø12			30×30	4Ø12	30×30	4Ø14	30×30	4Ø12		
4	30×30	4Ø14	30×30	4Ø14	30×30	4Ø14	30×30	4Ø14	30×30	4Ø12		
3	40×30	6Ø14	40×30	6Ø14	40×30	6Ø14	40×30	6Ø14	30×30	4Ø12		
2	50×30	6Ø14	50×30	6Ø14	50×30	6Ø14	50×30	6Ø14	30×30	4Ø14		
1	60×30	6Ø14			60×30	6Ø14	60×30	6Ø14	40×30	6Ø14		

Progetto simulato

Carico sulle travi

Valutato per area (larghezza) di influenza

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

Progetto simulato

Travi

Armatura

Trave	Piano		I (M ⁻)	(M ⁺)	II (M ⁻)	(M ⁺)	III (M ⁻)	(M ⁺)	IV (M ⁻)
1-2-3-4	6	<i>M</i>	-22.0	+37.7	-52.8	+33.0	-44.0	+33.0	-33.0
		sup	2Ø14		4Ø14		4Ø14		3Ø14
		inf	2Ø14	3Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14
	1-5	<i>M</i>	-26.7	+45.7	-64.0	+40.0	-53.3	+40.0	-40.0
		sup	2Ø14		5Ø14		4Ø14		3Ø14
		inf	2Ø14	4Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14
9-10-11-12	6	<i>M</i>	-28.0	+48.0	-67.2	+42.0	-56.0	+42.0	-42.0
		sup	2Ø14		5Ø14		7Ø18		6Ø18
		inf	2Ø14	4Ø14	2Ø14	4Ø14	2Ø18	6Ø18	2Ø18
	1-5	<i>M</i>	-28.0	+48.0	-67.2	+42.0	-56.0	+42.0	-42.0
		sup	2Ø14		5Ø14		7Ø18		6Ø18
		inf	2Ø14	4Ø14	2Ø14	4Ø14	2Ø18	6Ø18	2Ø18

Rilievo

I valori forniti dal progetto simulato sono utili per:

- Effettuare un riscontro con le dimensioni geometriche fornite da un dettagliato rilievo geometrico
- Programmare il piano di prove necessari, sapendo cosa ci si deve aspettare e quali elementi possono essere considerati ripetitivi
- Decidere se le prove fatte sono sufficienti, sulla base del maggior o minor riscontro con quanto previsto dal progetto simulato

Materiali

Valori ottenuti mediante prove

Calcestruzzo:

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

Acciaio:

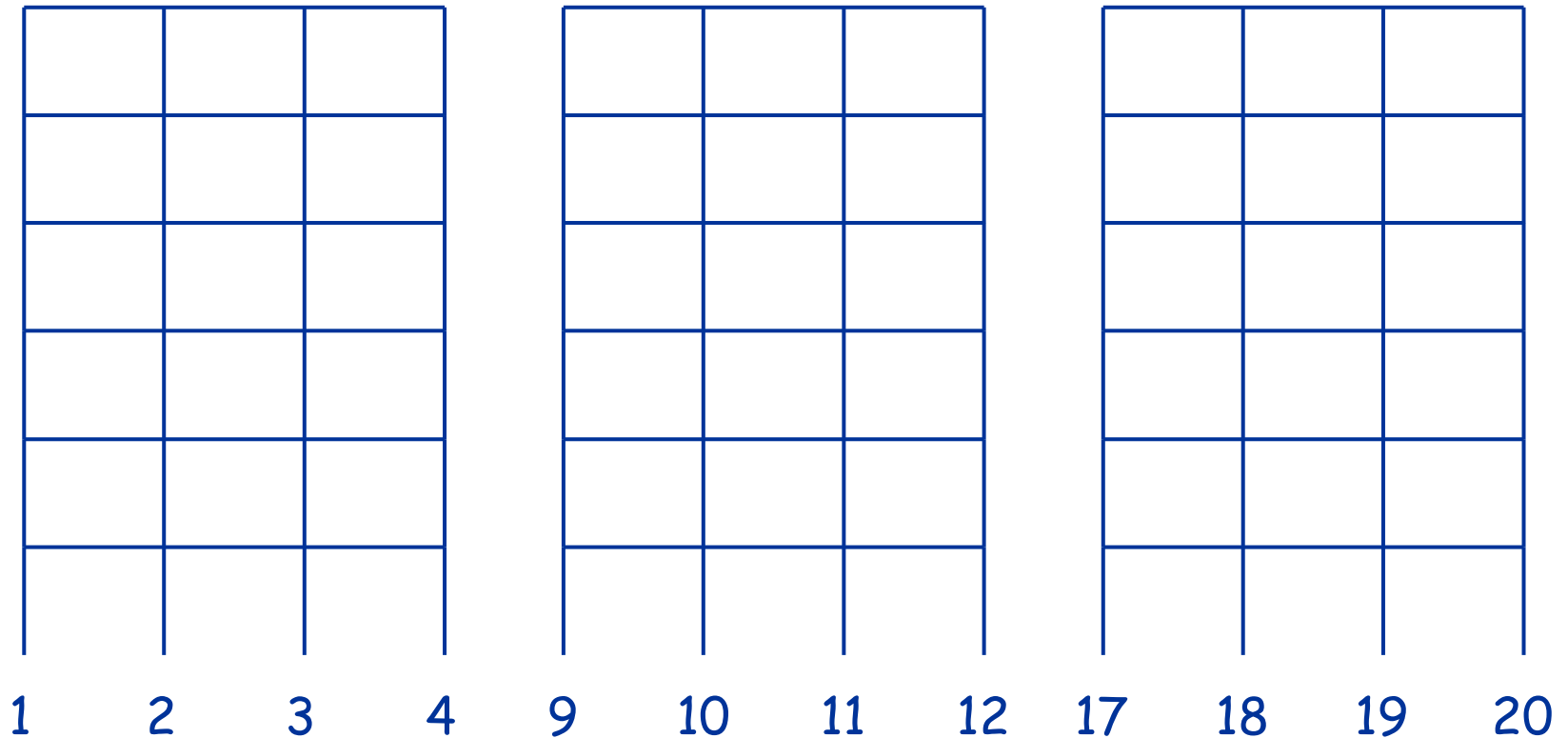
- Si trovano barre ad aderenza migliorata;
si ottiene dalle prove $f_{ym} = 420 \text{ MPa}$
(corrisponde a FeB38k)

Analisi lineare effettuata

(schema piano, analisi modale)

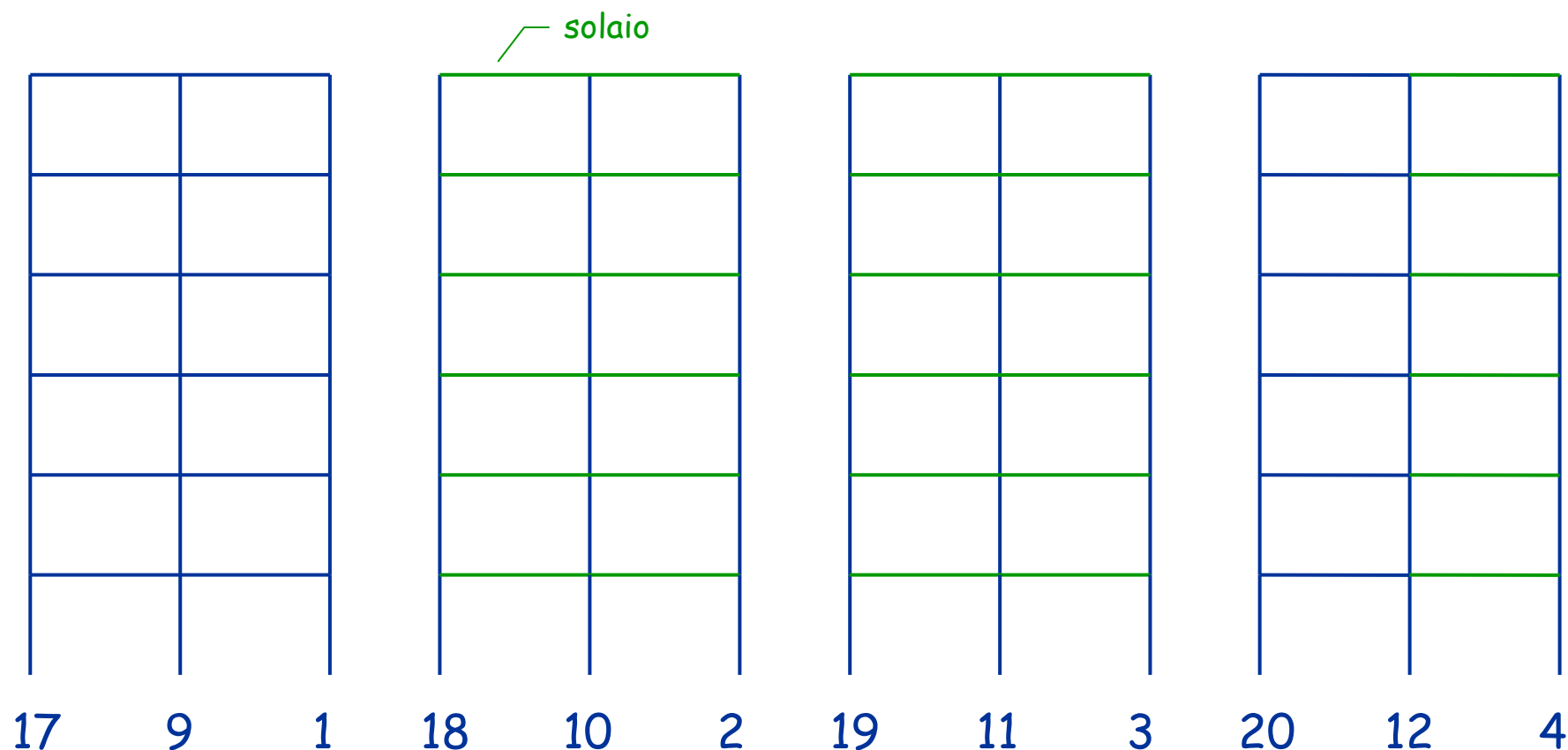
Schema geometrico

treno di telai - direzione x



Periodo: $T = 1.06 \text{ s}$

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 $q = 1.5$

Spettri di risposta

una considerazione

- Per l'Eurocodice 8 (e in precedenti versioni delle norme italiane) la forma dello spettro (e i valori F_0 , T_B , T_C , T_D) sono indipendenti da a_g
- Per le NTC08 questi parametri variano con a_g
- Consiglio:
 - Fare riferimento ai parametri relativi allo spettro per SLV
 - Considerare nei calcoli $a_g = 1.00\text{ g}$ e poi scalare i risultati per ottenere il valore $a_{g,u}$ per cui si ha il collasso
 - In relazione indicare il rapporto $a_{g,u} / a_{g,SLV}$
(ad esempio dire che la struttura collassa per una accelerazione che è il 30% di quella prevista dalla norma)

Esempio

Massa (peso) degli impalcati

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

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

Pilastri

Sforzo normale in condizioni sismiche

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

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

Travi

Momenti flettenti da q in condizioni sismiche

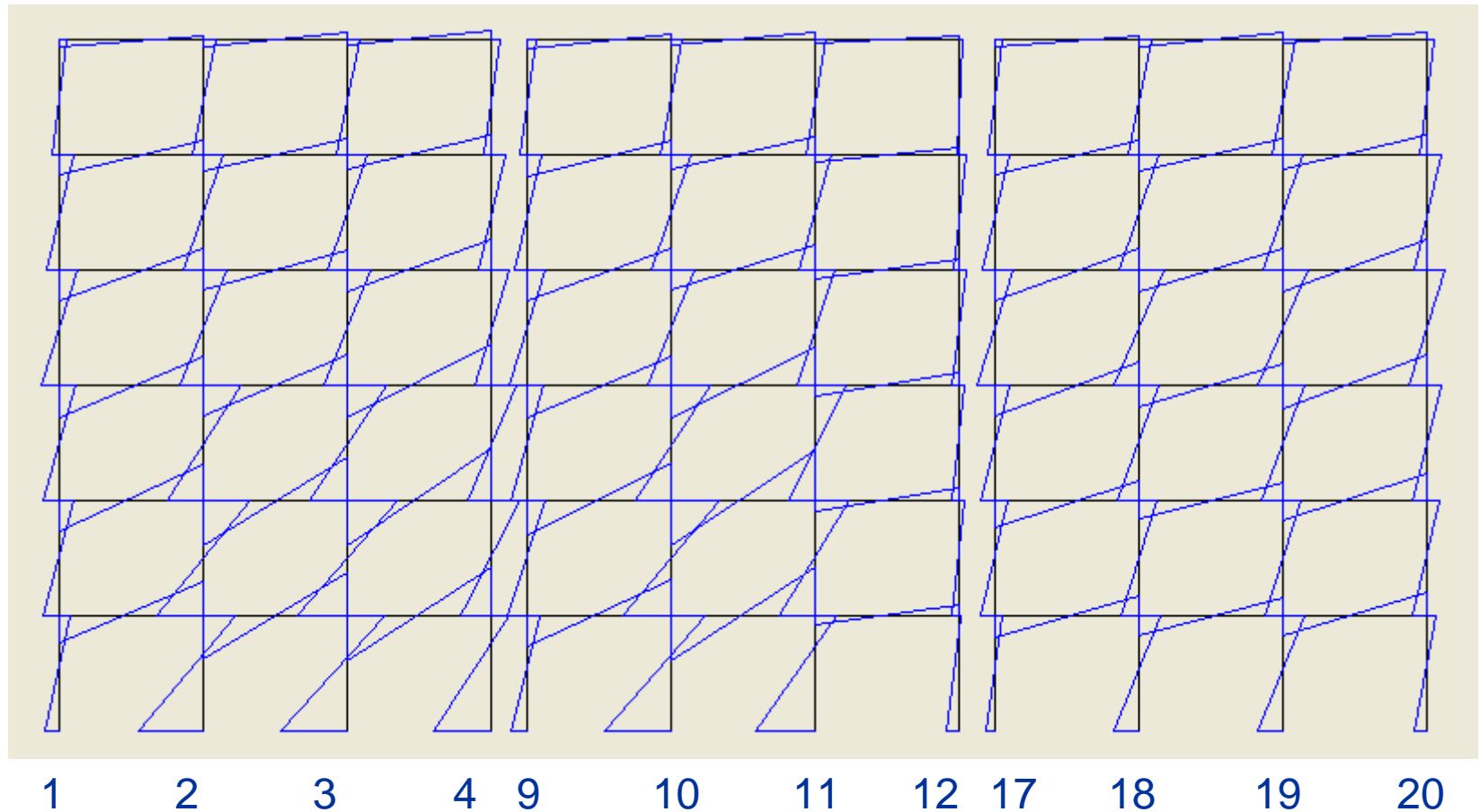
			luce		4.00		4.00		4.00	
				1		2		3		4
Trave				M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-
1...4	ultimo	sism	25.3	16.9	28.9	40.5	25.3	33.7	25.3	25.3
		max	33.0	22.0	37.7	52.8	33.0	44.0	33.0	33.0
		As		2.5	4.2	5.9	3.7	4.9	3.7	3.7
			n,sup	2	0	4	0	4	0	3
			fi	14	0	14	0	14	0	14
			n,inf	2	3	2	3	2	3	2
			fi	14	14	14	14	14	14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

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

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

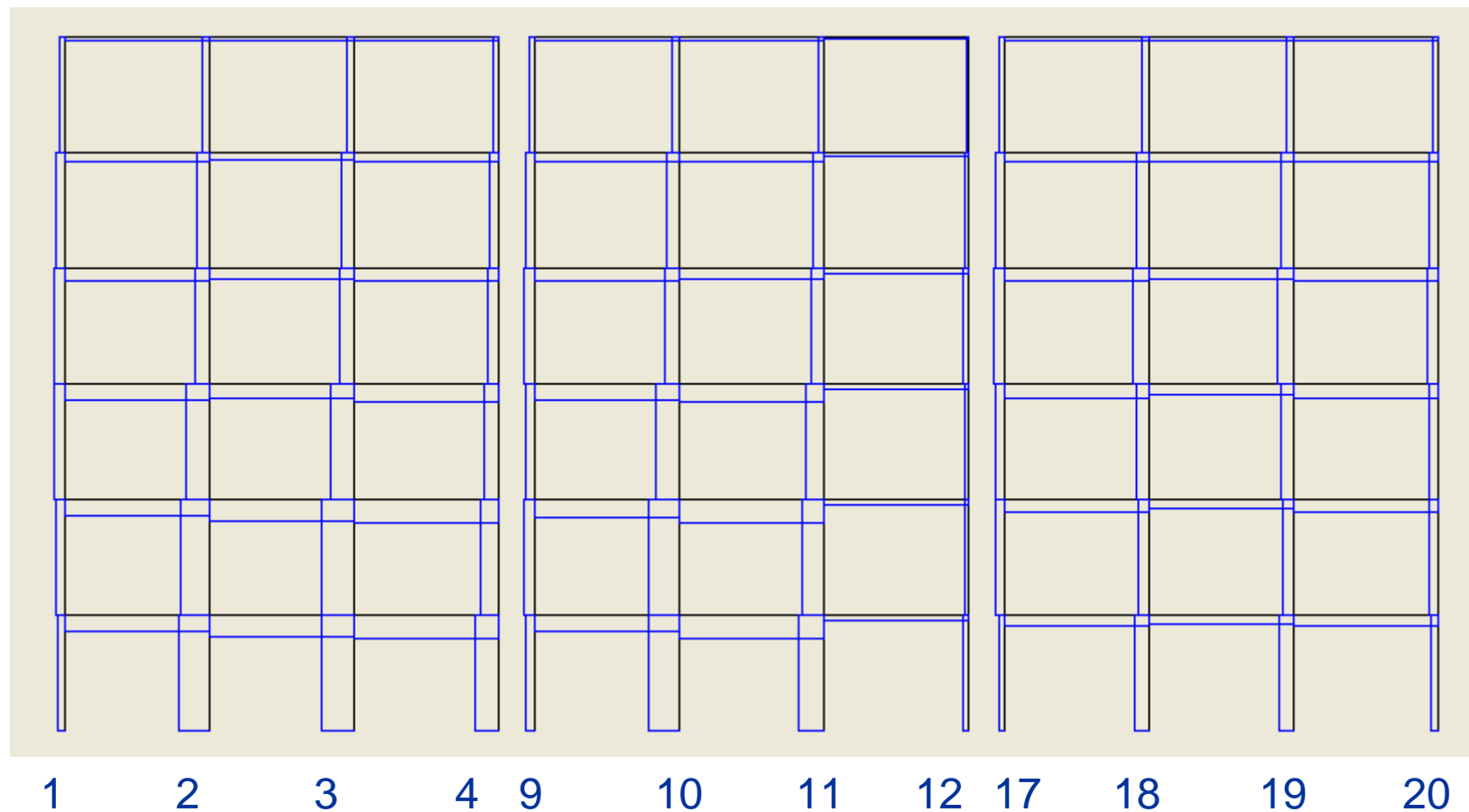
Sisma in direzione x

diagramma del momento flettente



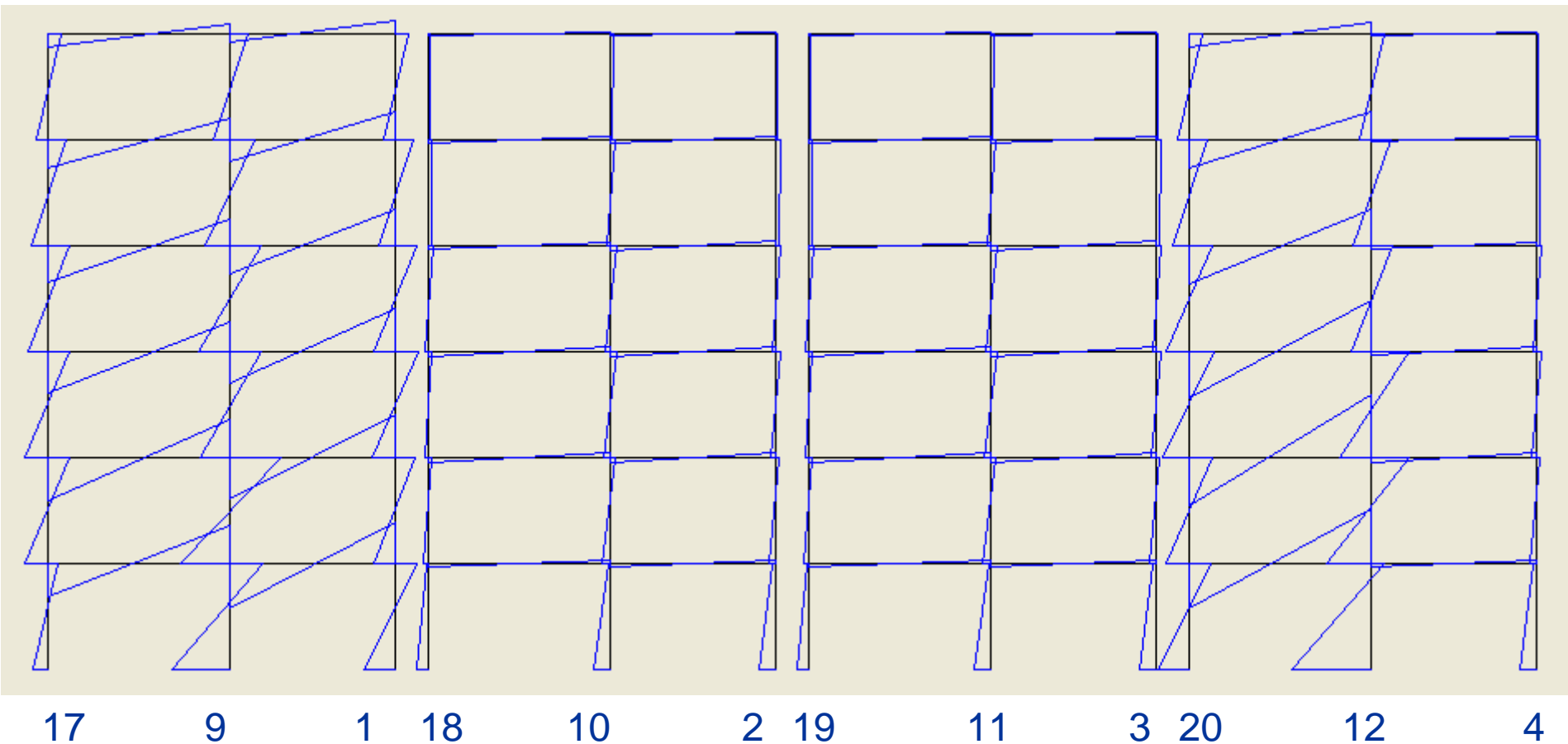
Sisma in direzione x

diagramma del taglio



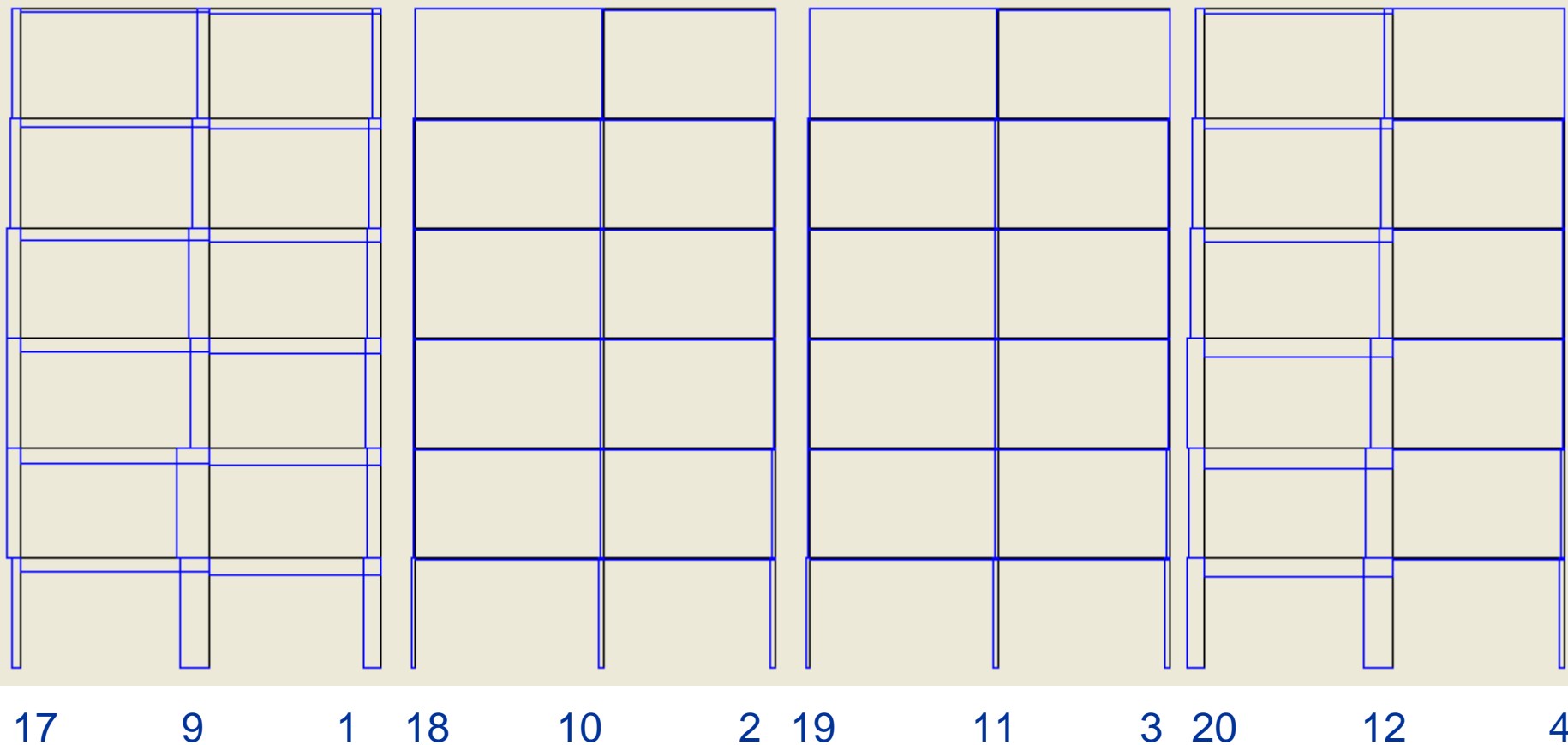
Sisma in direzione y

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)	sforzo normale (kN)	Nq
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	803.44	813.76	505.20	-1073.12	261.3
1	3	693.44	739.76	447.72	-1720.28	358.9
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	2058.60	2065.80	1288.36	-171.68	658.7
2	1	1455.16	2890.52	1357.72	-433.84	801.4
3	6	527.16	495.92	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	1786.56	1669.92	1079.88	-235.64	518.2
3	2	2262.52	2250.56	1409.96	-310.24	658.7
3	1	1646.00	2986.04	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	1052.96	678.24	1839.68	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

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

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq
17	6	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	-2896.08	460.5
9	6	879.76	831.36	534.72	-17.80	94.6
9	5	1235.64	1214.08	765.48	-68.08	227.7
9	4	1516.80	1513.84	947.00	-136.00	360.8
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	538.40	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	1093.96	1135.32	696.20	1936.84	358.9
1	2	997.92	1037.20	635.72	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	98.44	-148.48	286.4
18	3	182.92	174.40	93.84	-217.00	391.2
18	2	124.36	226.92	98.68	-281.68	496.0
18	1	75.52	549.88	152.72	-330.16	603.0

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

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

Utilizzo dei risultati

Una volta determinate le sollecitazioni:

- esaminare i risultati per individuare rotture fragili
 - La normativa fornisce indicazioni su quali valori utilizzare per la resistenza dei materiali nel fare le verifiche
 - È importante tener conto del fatto che quando entrambi gli estremi di un pilastro si plasticizzano il momento flettente non può crescere e quindi anche il taglio non può crescere ulteriormente

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>esaustive</i> verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con <i>estese</i> prove in situ oppure <i>esaustive</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 $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$ si è trovato (in base alle prove sperimentali) $f_{cm} = 28 \text{ MPa}$
- Per l'acciaio FeB38k si è trovato (in base alle prove sperimentali) $f_{ym} = 420 \text{ MPa}$
- Per determinare il taglio massimo, si usa:
 $f_c = 28 \times 1.2 = 33.6 \text{ MPa}$, $f_y = 420 \times 1.2 = 504 \text{ MPa}$
- Per valutare la resistenza dell'elemento fragile si usano
 $f_c = 28 / 1.5 / 1.2 = 13.22 \text{ MPa}$
 $f_y = 420 / 1.15 / 1.2 = 304.3 \text{ MPa}$

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, $V \leq (M_{R,\text{sup}} + M_{R,\text{inf}})/h$
- 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

Esempio

risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq
		analisi modale	q=1, ag/g=	0.250		
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	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07	358.9
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	108.46	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	-256.94	163.27	33.88	380.0
3	3	446.64	-417.48	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	-77.85	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

MRd(Nq) (kNm)	VEd max (kN)
con res.*FC	con h=2.70
40.39	29.92
52.30	38.74
63.46	47.01
73.85	54.70
92.56	66.56
124.23	92.02
45.60	33.77
61.54	45.58
75.99	56.29
139.98	103.69
206.84	153.22
286.12	211.94
45.60	33.77
61.54	45.58
75.99	56.29
139.98	103.69
206.84	153.22
286.12	211.94
45.60	33.77
61.54	45.58
75.99	56.29
139.98	103.69
206.84	153.22
286.12	211.94

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	q=1, ag/g=	0.250		
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	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07	358.9
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	108.46	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	-256.94	163.27	33.88	380.0
3	3	446.64	-417.48	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	-77.85	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

MRd(Nq) (kNm)	VEd max (kN)
con res.*FC	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
139.98	103.69
206.84	153.22
286.12	211.94
45.60	33.77
61.54	45.58
75.99	56.29
139.98	103.69
206.84	153.22
286.12	211.94
45.60	33.77
61.54	45.58
75.99	56.29
139.98	103.69
206.84	153.22
286.12	211.94

Nota:
in realtà
dovrebbe
essere con
N variabile

(l'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	q=1, ag/g=	0.250		
17	6	156.87	-131.81	90.14	48.93	50.5
17	5	210.53	-196.52	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	236.75	34.00	360.8
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	406.92	-707.89	348.22	121.36	766.9
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	261.50	-253.18	160.66	-322.33	261.3
1	3	273.49	-283.83	174.05	-484.21	358.9
1	2	249.48	-259.30	158.93	-661.75	456.5
1	1	251.69	-384.30	198.72	-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	52.88	-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	38.18	82.54	603.0

MRd(Nq) (kNm)	VEd max (kN)
con res.*FC	con h=2.70
38.42	28.46
48.58	35.98
58.20	43.11
67.29	49.85
75.84	56.18
92.93	68.84
43.95	32.55
59.70	44.22
74.04	54.85
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

Rottura fragile per taglio

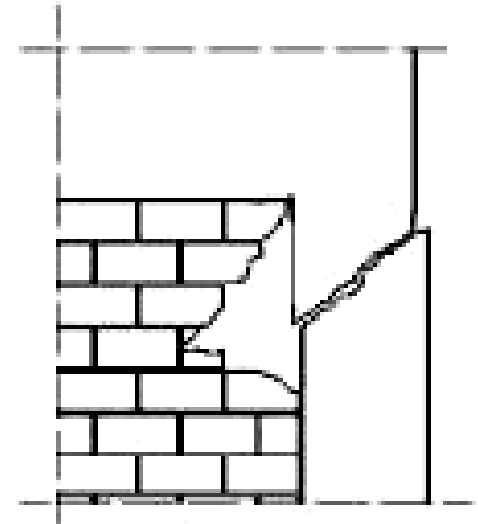
Rottura del pilastro per taglio

Santa Venerina,
2002

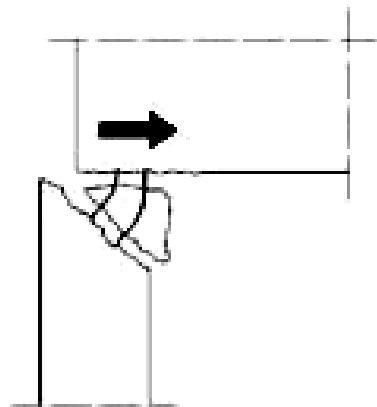
Foto G. Gaeta



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

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

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

Verifica a taglio

Formule utilizzate (secondo NTC 08, punto 4.1.2.1.3.2):

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

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

con

$$f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$$

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

$$\alpha_c = \begin{array}{l} 1 \\ 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \\ 1,25 \\ 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \end{array}$$

per membrane non compresse

per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$

per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$

per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

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	MRd(Nq) (kNm)	VEd max (kN)	VRds (kN)	VRdc (kN)	ag/g
		analisi modale	q=1, ag/g=	0.250			con res.*FC	con h=2.70	cot teta=2.5		
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	38.74	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	358.9	73.85	54.70	50.34	200.04	0.112
1	2	166.28	-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 30×30 staffe Ø6/20

$$V_{Rds} = 0.9 d \frac{A_{st}}{s} f_y \cot \theta =$$

$$= 0.9 \times 26 \times \frac{0.566}{20} \times 304 \times 2.5 \times 10^{-1} = 50.34 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} = 0.9 d b \alpha_c f'_c \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} =$$

$$= 0.9 \times 26 \times 30 \times 1.25 \times 6.61 \times \frac{2.5}{1 + 2.5^2} \times 10^{-1} = 200.04 \text{ kN}$$

Esempio

risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq	MRd(Nq) (kNm)	VEd max (kN)	VRds (kN)	VRdc (kN)	ag/g
		analisi modale	q=1, ag/g=	0.250			con res.*FC	con h=2.70	cot teta=2.5		
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	38.74	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	358.9	73.85	54.70	50.34	200.04	0.112
1	2	166.28	-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 30×30 staffe Ø6/20

$$V_{Rd} = \text{MIN}(V_{Rds}, V_{Rdc}) = 50.34 \text{ kN}$$

$$\text{Per } a_g = 0.25 \text{ g} \quad V_{Ed} = 111.93 \text{ kN}$$

$$\text{quindi } V_{Rd} = V_{Ed} \text{ per } a_g = 0.25 \times \frac{50.34}{111.93} = 0.112 \text{ g}$$

Esempio

risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq	MRd(Nq) (kNm)	VEd max (kN)	VRds (kN)	VRdc (kN)	ag/g
		analisi modale	q=1, ag/g=	0.250			con res.*FC	con h=2.70	cot teta=2.5		
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	38.74	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	358.9	73.85	54.70	50.34	200.04	0.112
1	2	166.28	-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

Esempio

risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq	MRd(Nq) (kNm)	VEd max (kN)	VRds (kN)	VRdc (kN)	ag/g
		analisi modale	q=1, ag/g=	0.250			con res.*FC	con h=2.70	cot teta=2.5		
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	38.74	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	358.9	73.85	54.70	50.34	200.04	0.112
1	2	166.28	-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	380.0	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	-516.45	322.09	42.92	658.7	206.84	153.22	89.06	353.92	0.069
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	-123.98	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	265.58	-256.94	163.27	33.88	380.0	75.99	56.29	50.34	200.04	0.077
3	3	446.64	-417.48	269.97	58.91	518.2	139.98	103.69	69.70	276.98	0.065
3	2	565.63	-562.64	352.49	77.56	658.7	206.84	153.22	89.06	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	380.0	75.99	56.29	50.34	200.04	0.107
4	3	280.40	-263.24	169.56	-459.92	518.2	139.98	103.69	69.70	276.98	0.103
4	2	318.81	-346.82	207.65	-706.08	658.7	206.84	153.22	89.06	353.92	0.107
4	1	200.06	-640.42	262.41	-948.23	801.4	286.12	211.94	108.43	430.86	0.103

Esempio

risultati dell'analisi modale, pilastri direzione y

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq	MRd(Nq) (kNm)	VEd max (kN)	VRds (kN)	VRdc (kN)	ag/g
		analisi modale	q=1, ag/g=	0.250			con res.*FC	con h=2.70	cot teta=2.5		
17	6	156.87	-131.81	90.14	48.93	50.5	38.42	28.46	50.34	166.83	ok
17	5	210.53	-196.52	127.02	155.02	132.5	48.58	35.98	50.34	177.85	ok
17	4	254.24	-245.34	155.92	288.42	214.5	58.20	43.11	50.34	188.88	ok
17	3	262.84	-271.11	166.72	430.76	296.5	67.29	49.85	50.34	199.91	ok
17	2	250.54	-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	4.45	94.6	43.95	32.55	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	54.85	50.34	200.04	0.053
9	3	374.96	-352.82	227.38	53.46	493.9	95.97	71.09	50.34	200.04	0.056
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	-202.35	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	-283.83	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	-8.56	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	128.57	95.24	50.34	266.72	ok

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

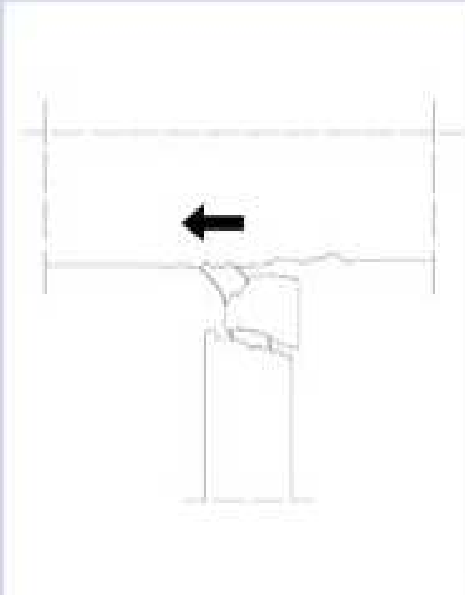
Rottura dei nodi

Rottura dei nodi



Terremoto: Molise, 2002
Località: San Giuliano di Puglia

Collasso di un nodo trave-colonna esterno in c.a.: rottura causata dalle elevate sollecitazioni di taglio.



Rottura dei nodi



Danneggiamento del nodo
trave-colonna a causa degli
elevati sforzi assiali e di taglio.



Terremoto: Santa Lucia, 1990
Località: Augusta

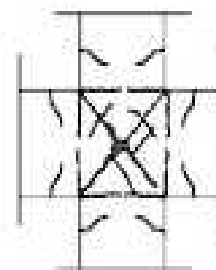
Rottura dei nodi



Rottura dei nodi



Danneggiamento di un nodo
trave-colonna interno in c.a.:
espulsione del copriferro a
causa delle sollecitazioni
flessionali.



Terremoto: Irpinia, 1980

Località: Ioni

Rottura dei nodi



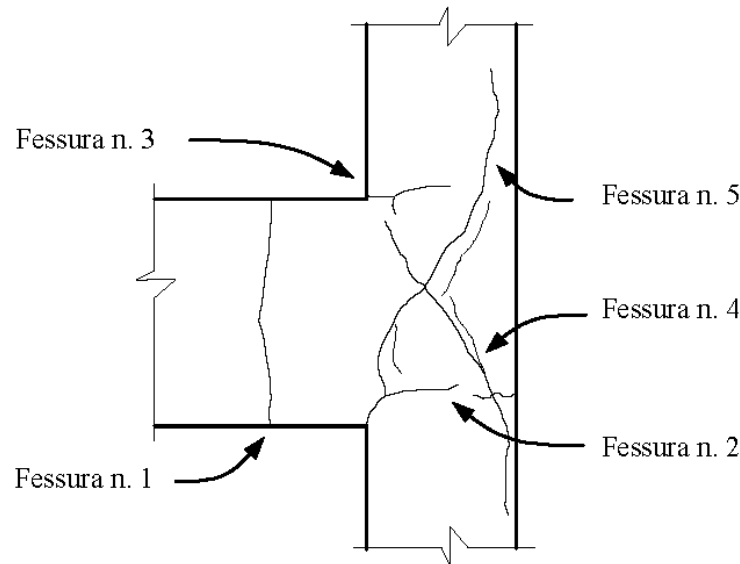
Danneggiamento del nodo
trave-colonna esterno:
espulsione del copriferro a
causa delle sollecitazioni
flettenti.



Terremoto: Molise, 2002

Località: San Giuliano di Puglia

Danneggiamento del nodo per azioni cicliche



Evoluzione del quadro
fessurativo di un nodo
trave-pilastro realizzato
in laboratorio

Fessura n.1 → Cerniera plastica sulla trave

Fessure n.2 e n.3 → Cerniera plastica sul pilastro

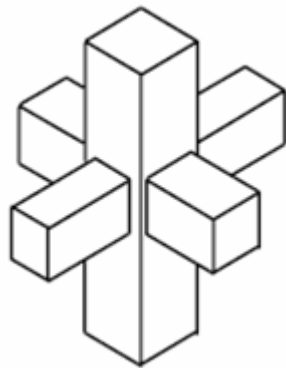
Fessure n.4 e n.5 → Collasso fragile del nodo e
conseguente chiusura delle fessure
da momento flettente

Confinamento dei nodi

Nodi interamente confinati

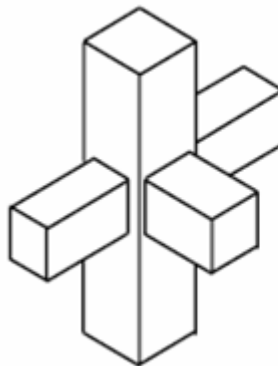
- In ognuna delle 4 facce si innestano travi
- Le travi sono sovrapposte ai pilastri per almeno $\frac{3}{4}$ della larghezza del pilastro (e tra loro per $\frac{3}{4}$ dell'altezza)

Per i nodi interamente confinati
non occorrono verifiche

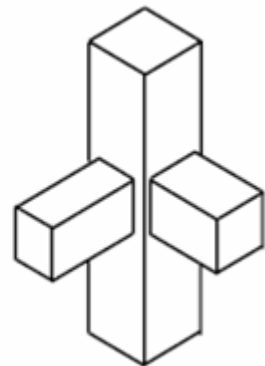


Nodo interno,
interamente
confinato

Nodi non
interamente
confinati

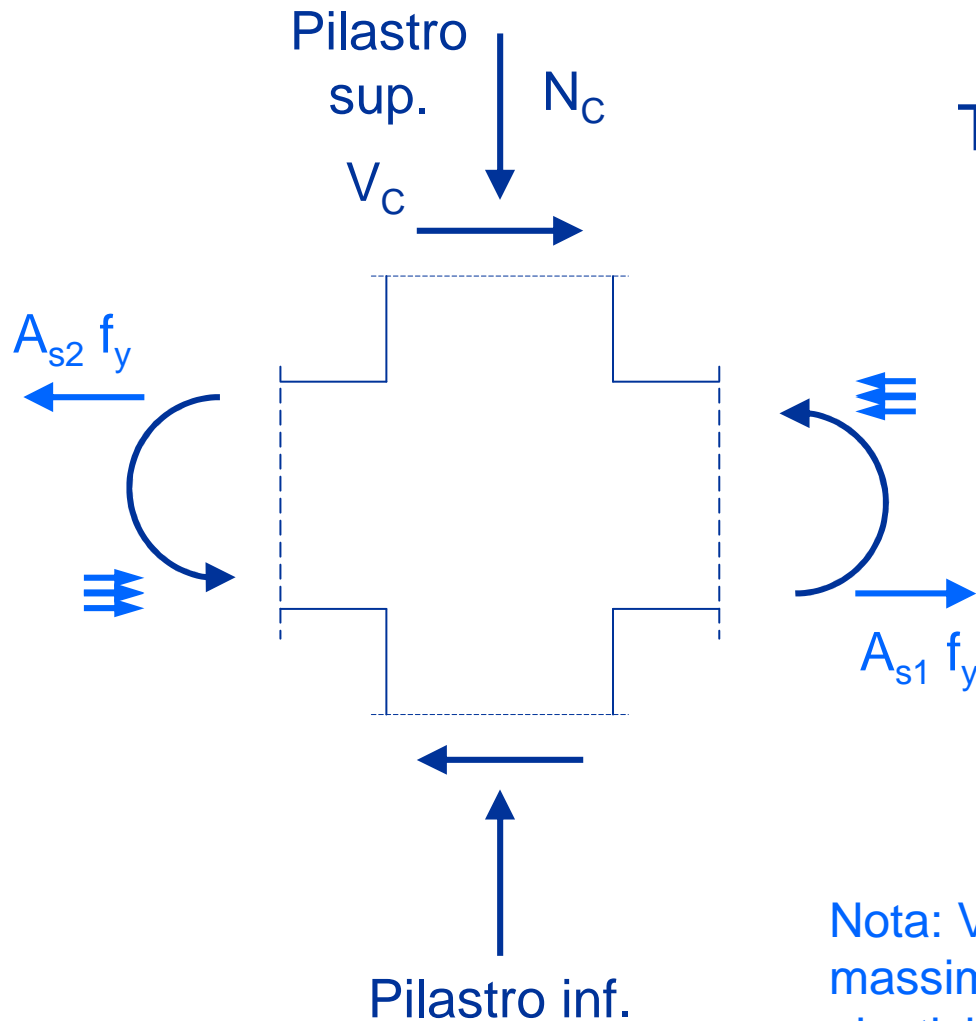


Nodo laterale



Nodo d'angolo

Azione tagliante nel nodo



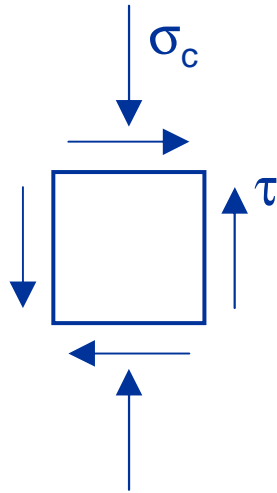
Taglio sollecitante il nodo

$$V_j = V_C - (A_{s1} + A_{s2}) f_y$$

Nota: V_C = taglio fornito dal calcolo o massimo taglio corrispondente alla plasticizzazione degli estremi del pilastro

Verifica del nodo

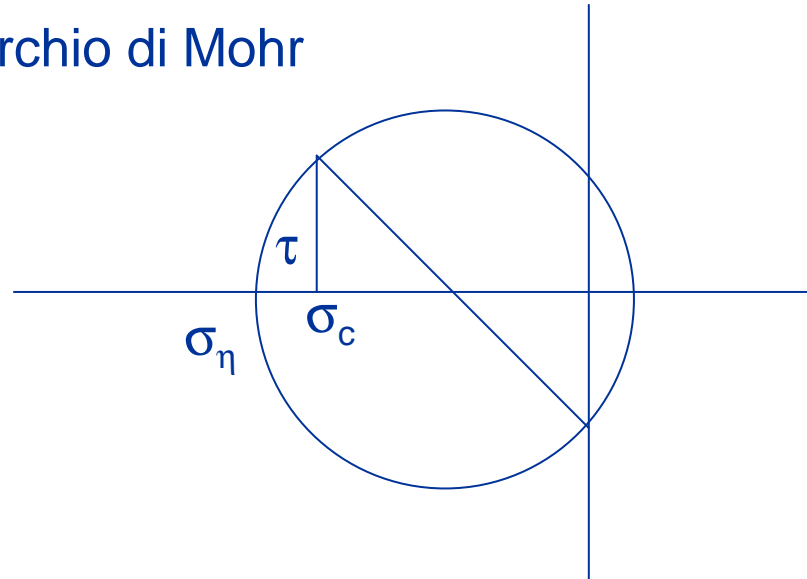
compressione - in assenza di specifiche armature



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

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

Cerchio di Mohr



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

compressione

Verifica del nodo

compressione - in assenza di specifiche armature

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

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

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

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

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_c}{250}\right)$$

$$\alpha_j = 0.60$$

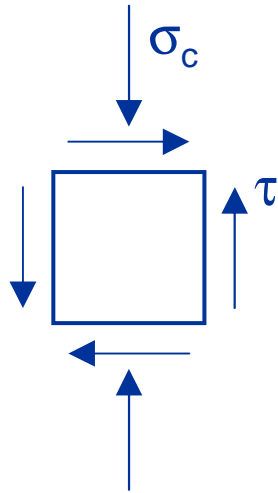
nodo interno

$$\alpha_j = 0.48$$

nodo esterno

Verifica del nodo

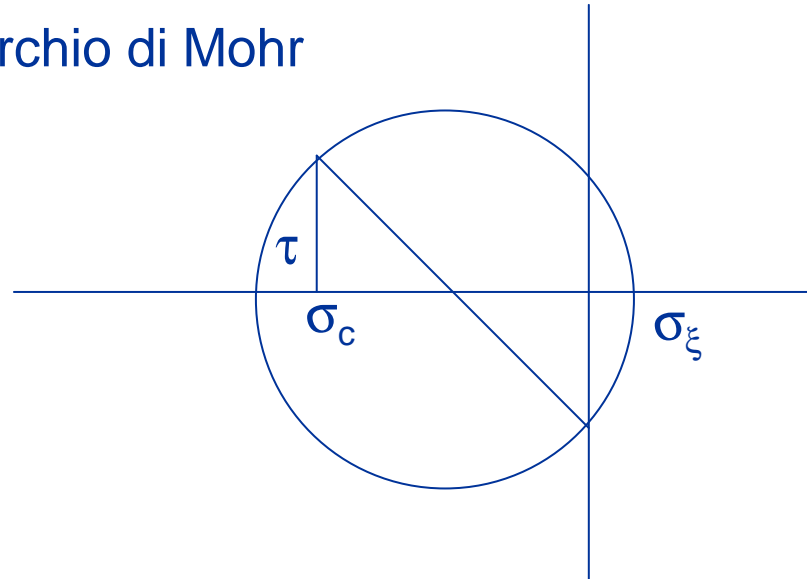
trazione - in assenza di specifiche armature



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

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

Cerchio di Mohr



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

trazione

Verifica del nodo

trazione - in assenza di specifiche armature

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

si può ottenere

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

ovvero

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

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$$

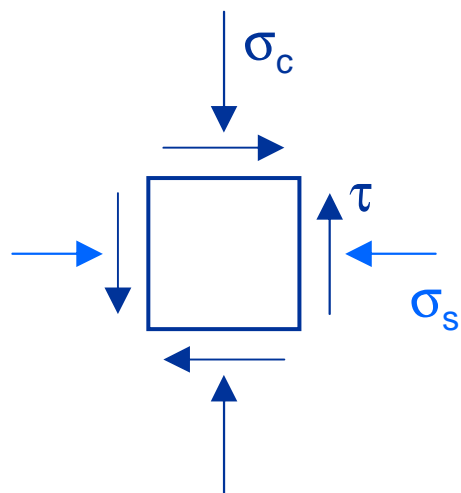
NTC 08

$$f_{ctm} = 0.3 \sqrt{f_c}$$

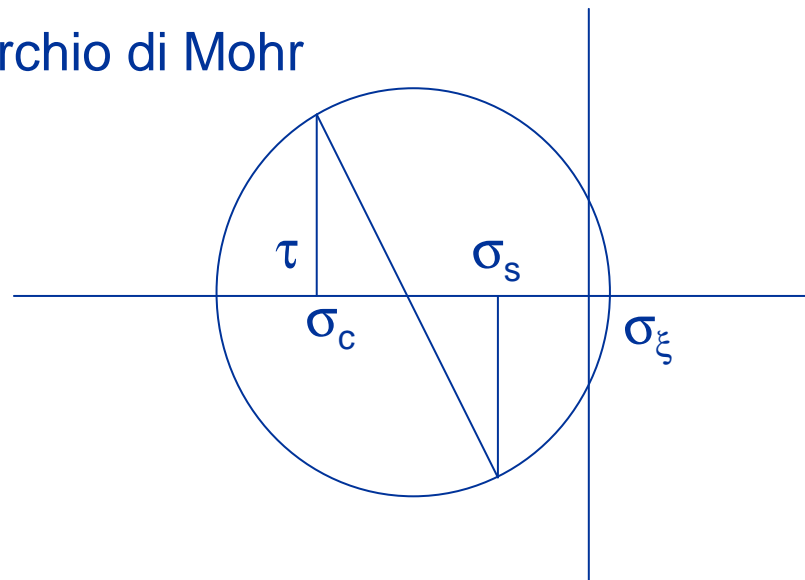
OPCM 3431

Verifica del nodo

trazione - in presenza di armature orizzontali



Cerchio di Mohr



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

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

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

trazione

Verifica del nodo

trazione - in presenza di armature orizzontali

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

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

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

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

Esempio

verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	Nq	σ_c	v/η	As1 (cm ²)	As fy (kN)		Vj (kN)
		dir x								
11	6	65.97	37.01	144.0	1.600	0.284	3.08	107.80	155.23	118.23
11	5	110.60	49.17	288.0	3.200	0.568	3.08	107.80	155.23	106.06
11	4	133.99	66.87	432.0	4.800	0.852	3.08	107.80	155.23	88.36
11	3	199.09	109.61	578.2	4.818	0.855	3.08	107.80	155.23	45.62
11	2	242.24	161.74	726.7	4.845	0.860	3.08	107.80	155.23	53.94
11	1	284.03	241.14	877.4	4.874	0.865	3.08	107.80	155.23	133.34

Nodo di estremità

sezione pilastro 30×30

Azione orizzontale dovuta all'armatura

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

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

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

Esempio

verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	Nq	σ_c	v/η	As1 (cm ²)	As fy (kN)		Vj (kN)
		dir x								
11	6	65.97	37.01	144.0	1.600	0.284	3.08	107.80	155.23	118.23
11	5	110.60	49.17	288.0	3.200	0.568	3.08	107.80	155.23	106.06
11	4	133.99	66.87	432.0	4.800	0.852	3.08	107.80	155.23	88.36
11	3	199.09	109.61	578.2	4.818	0.855	3.08	107.80	155.23	45.62
11	2	242.24	161.74	726.7	4.845	0.860	3.08	107.80	155.23	53.94
11	1	284.03	241.14	877.4	4.874	0.865	3.08	107.80	155.23	133.34

Nodo di estremità

sezione pilastro 30×60

Azione orizzontale dovuta all'armatura

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

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

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

Esempio

verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	Nq	σ_c	v/η	As1 (cm ²)	As fy (kN)		Vj (kN)	VjR com (kN)	VjR tra (kN)	
		dir x											
11	6	65.97	37.01	144.0	1.600	0.284	3.08	107.80	155.23	118.23	314.77	113.08	no
11	5	110.60	49.17	288.0	3.200	0.568	3.08	107.80	155.23	106.06	244.54	142.79	ok
11	4	133.99	66.87	432.0	4.800	0.852	3.08	107.80	155.23	88.36	143.25	167.31	ok
11	3	199.09	109.61	578.2	4.818	0.855	3.08	107.80	155.23	45.62	206.06	223.43	ok
11	2	242.24	161.74	726.7	4.845	0.860	3.08	107.80	155.23	53.94	266.06	279.90	ok
11	1	284.03	241.14	877.4	4.874	0.865	3.08	107.80	155.23	133.34	323.15	336.73	ok

Nodo di estremità

sezione pilastro 30×60

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

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

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

Esempio

verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	Nq	σ_c	v/η	As1 (cm ²)	As fy (kN)		Vj (kN)	VjR com (kN)	VjR tra (kN)	
		dir x											
11	6	65.97	37.01	144.0	1.600	0.284	3.08	107.80	155.23	118.23	314.77	113.08	no
11	5	110.60	49.17	288.0	3.200	0.568	3.08	107.80	155.23	106.06	244.54	142.79	ok
11	4	133.99	66.87	432.0	4.800	0.852	3.08	107.80	155.23	88.36	143.25	167.31	ok
11	3	199.09	109.61	578.2	4.818	0.855	3.08	107.80	155.23	45.62	206.06	243.74	ok
11	2	242.24	161.74	726.7	4.845	0.860	3.08	107.80	155.23	53.94	266.06	320.62	ok
11	1	284.03	241.14	877.4	4.874	0.865	3.08	107.80	155.23	133.34	323.15	397.95	ok

Nodo di estremità

sezione pilastro 30×60

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

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

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

Esempio

verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	N_q	σ_c	v/η	As1 (cm ²)	As fy (kN)		Vj (kN)	VjR com (kN)	VjR tra (kN)	
		dir x											
11	6	65.97	37.01	144.0	1.600	0.284	3.08	107.80	155.23	118.23	314.77	113.08	no
11	5	110.60	49.17	288.0	3.200	0.568	3.08	107.80	155.23	106.06	244.54	142.79	ok
11	4	133.99	66.87	432.0	4.800	0.852	3.08	107.80	155.23	88.36	143.25	167.31	ok
11	3	199.09	109.61	578.2	4.818	0.855	3.08	107.80	155.23	45.62	206.06	243.74	ok
11	2	242.24	161.74	726.7	4.845	0.860	3.08	107.80	155.23	53.94	266.06	320.62	ok
11	1	284.03	241.14	877.4	4.874	0.865	3.08	107.80	155.23	133.34	323.15	397.95	ok
		dir y											
17	6	90.14	28.46	50.5	0.561	0.100	3.08	107.80	155.23	126.78	352.96	88.60	no
17	5	127.02	35.98	132.5	1.472	0.261	3.08	107.80	155.23	119.25	319.71	110.36	no
17	4	155.92	43.11	214.5	2.383	0.423	3.08	107.80	155.23	112.12	282.57	128.49	ok
17	3	166.72	49.85	296.5	3.294	0.585	3.08	107.80	155.23	105.38	239.75	144.35	ok
17	2	164.68	56.18	378.5	4.206	0.746	3.08	107.80	155.23	99.05	187.38	158.64	ok
17	1	94.53	68.84	460.5	5.117	0.908	3.08	107.80	155.23	86.39	112.90	171.75	ok
		dir y											
1	6	91.30	29.92	66.1	0.734	0.130	3.08	107.80	155.23	125.31	346.88	93.13	no
1	5	130.40	38.74	163.7	1.819	0.323	3.08	107.80	155.23	116.49	306.11	117.59	ok
1	4	160.66	47.01	261.3	2.903	0.515	3.08	107.80	155.23	108.23	259.00	137.77	ok
1	3	174.05	54.70	358.9	3.988	0.708	3.08	107.80	155.23	100.53	201.15	155.35	ok
1	2	158.93	68.56	456.5	5.072	0.900	3.08	107.80	155.23	86.67	117.63	171.13	ok
1	1	198.72	107.48	556.4	4.637	0.823	3.08	107.80	155.23	47.75	227.81	239.96	ok

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)

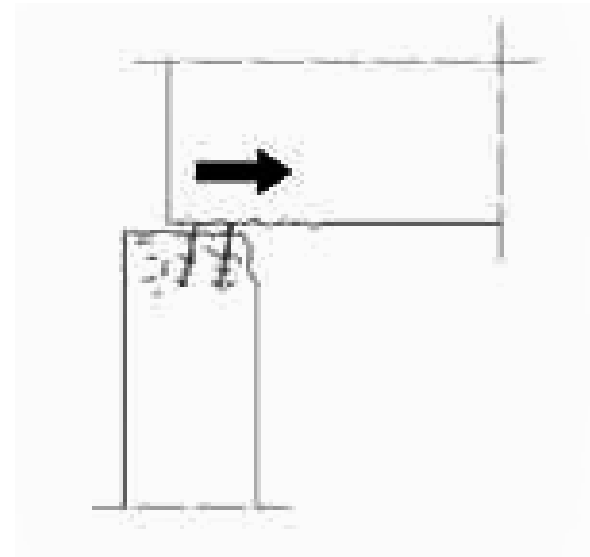
Il fatto che i nodi non stiano male probabilmente
dipende dal fatto che:

- 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

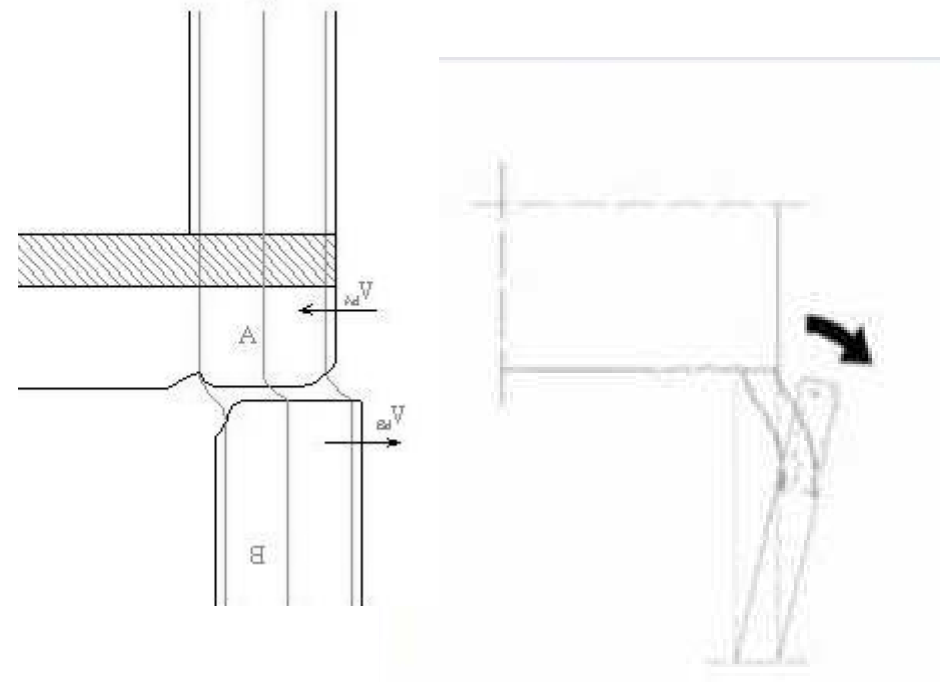
Scorrimento
tra testa pilastro e nodo

Scorrimento pilastro-nodo



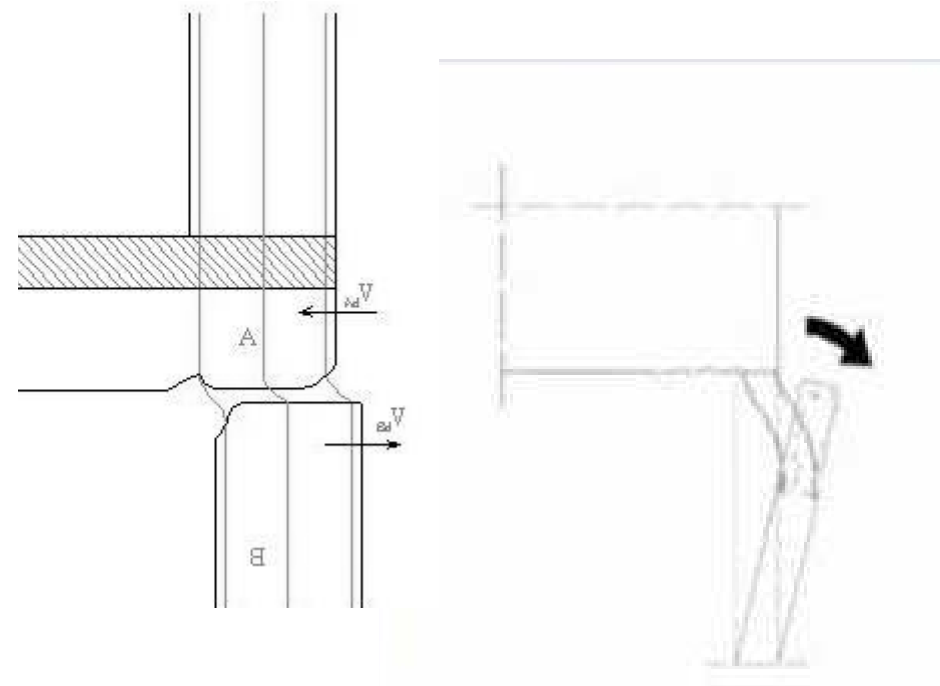
Scorrimento tra la sommità del pilastro
e la trave in corrispondenza
della ripresa di getto

Scorrimento pilastro-nodo



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

Scorrimento pilastro-nodo



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

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \times \sum A_{sj} \times \sqrt{f_{cd} \times f_{yd}} \\ 0,25 \times f_{yd} \times \sum A_{sj} \end{cases}$$

$$V_{fd} = \min \begin{cases} \mu_f \times [(\sum A_{sj} \times f_{yd} + N_{Ed}) \times \xi + M_{Ed}/z] \\ 0,5 \eta \times f_{cd} \times \xi \times l_w \times b_{wo} \end{cases}$$

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

Resistenza delle
barre verticali

Resistenza di eventuali
barre inclinate

Resistenza
per attrito

Esempio

verifica scorrimento

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	Nq	Vdd 1	Vdd 2	ξ	Vfd 1	Vfd 2	VRdS	
		dir x									
11	6	65.97	37.01	144.0							
11	5	110.60	49.17	288.0							
11	4	133.99	66.87	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	35.98	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	296.5	37.31	34.42	9.23	229.68	97.52	131.94	ok
17	2	164.68	56.18	378.5	37.31	34.42	11.78	290.16	124.48	158.91	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	358.9							
1	2	158.93	68.56	456.5							
1	1	198.72	107.48	556.4							

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