

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale
e Norme Tecniche per le Costruzioni

Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.

5 - Aspetti generali (accelerazione sismica).
Prima valutazione di massima

Imola
16-18 maggio 2013
Aurelio Gheresi

Valutazione della vulnerabilità di un edificio esistente

- Occorre determinare quale valore dell'accelerazione di picco al suolo porta al raggiungimento del limite di resistenza (o di deformazione plastica) della struttura
 - Si tratta di una analisi deterministica, non probabilistica
 - Rientra nell'ambito della valutazione della sicurezza (NTC 08, punto 8.3), come meglio specifico nella Circolare (punto C8.3)
- Occorre fare riferimento solo allo stato limite ultimo (SLV oppure SLC)

Evoluzione del concetto di protezione sismica

Performance based design

Tendenza della normativa:

Più livelli di prestazione

- Evitare il crollo
- Evitare perdite di vite umane
- Consentire un rapido ripristino dell'operatività
- Mantenere l'operatività

associati a diversi livelli di intensità sismica

Normativa americana FEMA

Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

Livelli di prestazione

Ovvero Stati Limite da rispettare

Stati Limite di Esercizio

Non richiesto per edifici esistenti

NTC 08, punto 8.3

Stato Limite di Operatività - SLO

Danni estremamente modesti agli elementi non strutturali, tali da non compromettere in alcun modo la funzionalità dell'edificio

Stato Limite di Danno - SLD

Danni modesti agli elementi non strutturali e quasi nulli a quelli strutturali. L'utilizzo dell'opera dopo il sisma dovrebbe essere consentito, anche se alcune funzionalità potrebbero risultare compromesse

Danno Limitati, DL nell'OPCM 3431

Damage Limitation, DL nell'EC8-3

NTC 08, punto 3.2.1

Livelli di prestazione

Ovvero Stati Limite da rispettare

Stati Limite Ultimi

Stato Limite di salvaguardia della Vita - SLV

Significativi danni agli elementi strutturali e non strutturali.
Esiste ancora un consistente margine nei confronti del collasso.
La funzionalità dell'edificio è compromessa

Danno Severo, DS nell'OPCM 3431
Significant Damage, SD nell'EC8-3

Stato Limite di prevenzione del Collasso - SLC

La capacità dell'edificio di portare azioni orizzontali e verticali è compromessa. L'uso dell'edificio dopo l'evento sismico comporterebbe un sensibile livello di rischio

Collasso, CO nell'OPCM 3431
Near Collapse, NC nell'EC8-3

Livelli di intensità sismica

Sono legati alla "vita di riferimento" V_R
della struttura

- Per le nuove costruzioni la vita nominale è 50

Livello	Probabilità di superamento	Periodo di ritorno *	
Frequente	81% in V_R anni	30 anni	
Occasionale	63% in V_R anni	50 anni	
Raro	10% in V_R anni	475 anni	SLV
Estremamente raro	5% in V_R anni	975 anni	SLC

* Per $V_R = 50$ anni

Vita di riferimento e livelli di intensità sismica

- La bozza 2013 delle NTC riduce la vita nominale per le costruzioni esistenti (30 anni anziché 50) e quindi riduce le azioni sismiche da sopportare

Livello	Probabilità di superamento	Periodo di ritorno *	
Frequente	81% in V_R anni	18 anni	
Occasionale	63% in V_R anni	30 anni	
Raro	10% in V_R anni	285 anni	SLV
Estremamente raro	5% in V_R anni	585 anni	SLC

Bozza NTC 13, punto 2.4.1

* Per $V_R = 30$ anni

Vita di riferimento e livelli di intensità sismica

- Questo porterebbe ad una significativa riduzione dell'accelerazione sismica di riferimento

Parametri di pericolosità Sismica				
"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.071	2.421	0.270
Danno	50	0.089	2.414	0.280
Salvaguardia Vita	475	0.222	2.384	0.320
Prevenzione Collasso	975	0.285	2.391	0.332



Parametri di pericolosità Sismica				
"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività				
Danno	30	0.071	2.421	0.270
Salvaguardia Vita	285	0.184	2.366	0.309
Prevenzione Collasso	585	0.239	2.384	0.324

-17%

Località: Spoleto, via di Villa Redenta

... ma per il momento sembra che la nuova versione delle NTC sia bloccata

Valutazione preliminare
delle caratteristiche di sollecitazione
con procedimenti semplificati

Modalità operative

1. Stimare la rigidezza dei pilastri
 - Usare formule semplificate (linee guida della Basilicata, suggerimenti di A. Ghersi)
2. Determinare le forze sulla struttura con analisi statica
 - Fare il calcolo a meno del periodo T , non noto
3. Determinare il periodo proprio T della struttura (formula di Rayleigh) e le forze conseguenti
4. Ripartire il taglio tra i pilastri in proporzione alle rigidezze e determinare il moltiplicatore del sisma che porta al limite di resistenza a taglio
5. Stimare i momenti flettenti e determinare il moltiplicatore del sisma che porta al limite a flessione

1. Rigidezze dei pilastri

Linee guida della Basilicata

- 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

1. Rigidezze dei pilastri

Indicazioni di A. Ghersi

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

Dal secondo piano in su

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

$$k_r = \frac{\frac{12 E \sum I_p}{h_r^3}}{1 + 0.5 \frac{I_{media}}{h_r} \frac{\sum I_p}{\sum I_t}}$$

Al primo piano

1. Rigidezze dei pilastri

Indicazioni di A. Ghersi

- In alternativa, valutare le rigidezze di ciascun pilastro, riducendola per tener conto delle travi

$$k_i = \frac{12 E I_{p,i}}{h_r^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{E I_{p,i} / h_r}{E I_{t,sup} / L_t} + \frac{E I_{p,i} / h_r}{E I_{t,inf} / L_t} \right)}$$

2. Forze da analisi statica

- Calcolare le forze F_j , con formule per analisi statica (a meno di T)

$$F_k = 0.85 W_k z_k \frac{\sum_i W_i}{\sum_i W_i z_i} S_e(T_1) \quad \text{con } S_e(T_1)=1$$

- Calcolare tagli di piano e spostamenti relativi

$$V_p = \sum_{j=p}^n F_j \quad u_{rel,p} = \frac{V_p}{K_p} \quad K_p = \sum k_i$$

- Calcolare spostamenti assoluti

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

3. Determinare il periodo proprio e le forze conseguenti

- Stimare il periodo con la formula di Rayleigh

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n m_j u_j^2}{\sum_{j=1}^n F_j u_j}}$$

E quindi a_g

4. Ripartire il taglio e verificare i pilastri

- Ripartire il taglio di piano in base alla rigidezza

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

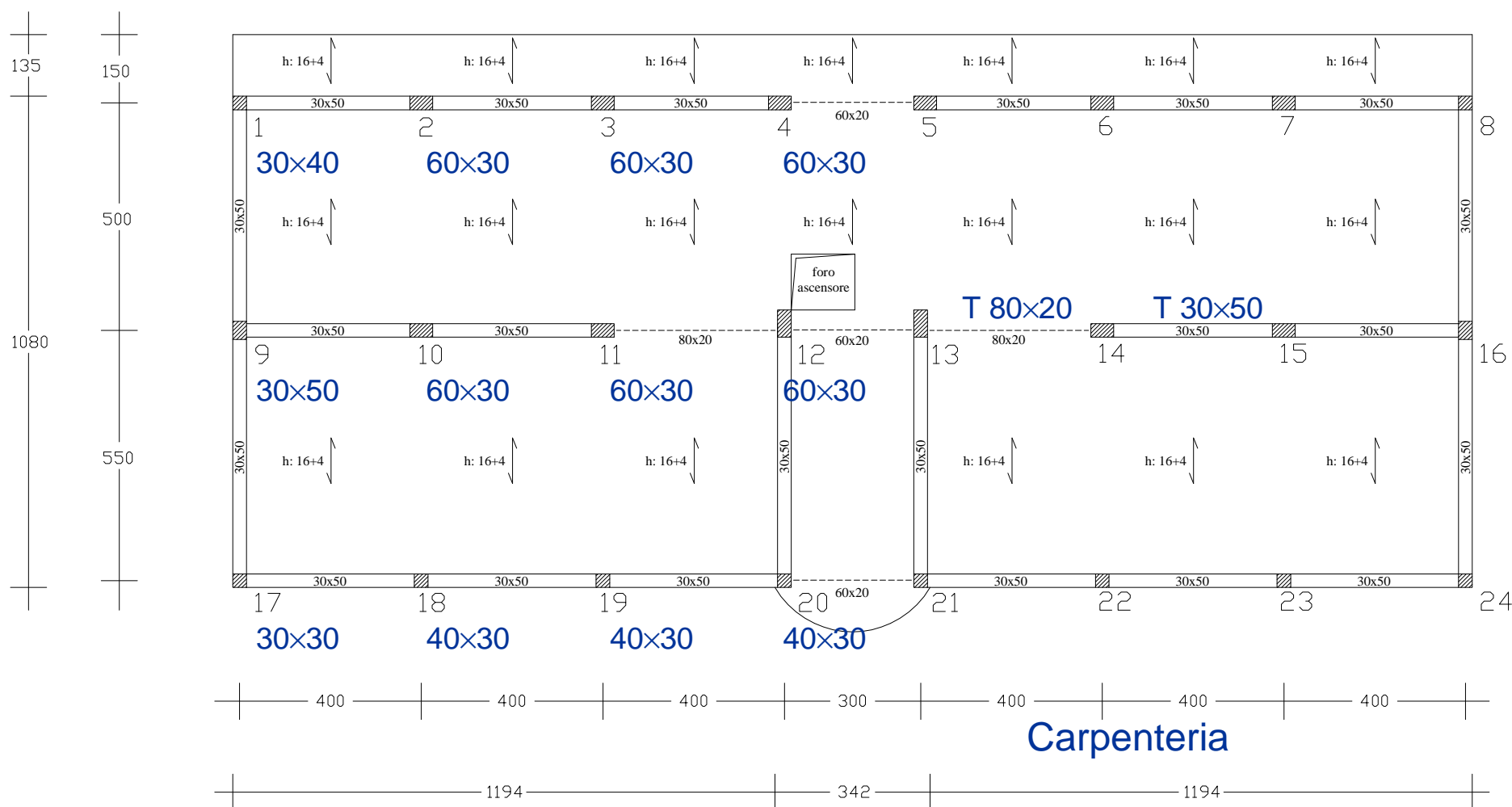
- Effettuare la verifica a taglio, valutando per quale aliquota dell'azione sismica la verifica è soddisfatta

5. Valutare il momento flettente e verificare travi e pilastri

- Il procedimento è stato già più volte descritto (dal taglio al momento flettente nei pilastri e da questo a quello delle travi)
- Effettuare la verifica a flessione, valutando per quale aliquota dell'azione sismica la verifica è soddisfatta

Esempio

Rilievo dell'edificio



1. Rigidezze dei pilastri

- Seguendo le linee guida della Basilicata

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

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

si ha ad esempio, per la direzione y

piano	2	.						h	3.20	m
		pil	b	h	E I / h ³	c	k	n	k	
			cm	cm	kN/mm					
pilastri	a	1, 17, 20	30	30	0.587	9	5.28	3	15.85	
	b	18, 19	30	30	0.587	3	1.76	2	3.52	
	c	9	30	40	1.392	9	12.52	1	12.52	
	d	12	30	50	2.718	9	24.46	1	24.46	
	e	2,3,4,10,11	50	30	0.978	3	2.94	5	14.68	
									71.04	

vedi file Excel "Analisi semplificata"

2. Forze da analisi statica

massa (peso) degli impalcati

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

Impalcato	Peso	Peso a m ²
6	2586.2 kN	7.98 kN/m ²
altri	3017.4 kN	9.31 kN/m ²

Nota: i valori sono riferiti all'intero edificio. Nel seguito data la simmetria si considererà solo mezzo edificio

2. Forze da analisi statica

forze

- Si sono calcolare le forze F_j , con formule per analisi statica (a meno di T)

$$F_k = 0.85 W_k z_k \frac{\sum_i W_i}{\sum_i W_i z_i} S_e(T_1) \quad \text{con } S_e(T_1)=1$$

piano	h	z	peso W	W z	F	V
	m	m	kN		kN	kN
6	3.20	19.20	1293.1	24828	1917.7	1917.7
5	3.20	16.00	1508.7	24139	1864.5	3782.1
4	3.20	12.80	1508.7	19311	1491.6	5273.7
3	3.20	9.60	1508.7	14484	1118.7	6392.4
2	3.20	6.40	1508.7	9656	745.8	7138.2
1	3.20	3.20	1508.7	4828	372.9	7511.1
			8836.6	97245		

2. Forze da analisi statica spostamenti

- Dalle forze e rigidezze si sono calcolati gli spostamenti relativi e assoluti

$$u_{rel,p} = \frac{V_p}{K_p}$$

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

piano	V	k	dr	u
	kN	kN/mm	mm	mm
6	1917.7	38.75	49.49	580.30
5	3782.1	38.75	97.61	530.81
4	5273.7	38.75	136.11	433.20
3	6392.4	48.92	130.66	297.10
2	7138.2	71.04	100.49	166.43
1	7511.1	113.89	65.95	65.95

3. Determinare il periodo proprio e le forze conseguenti

- Stimare il periodo con la formula di Rayleigh

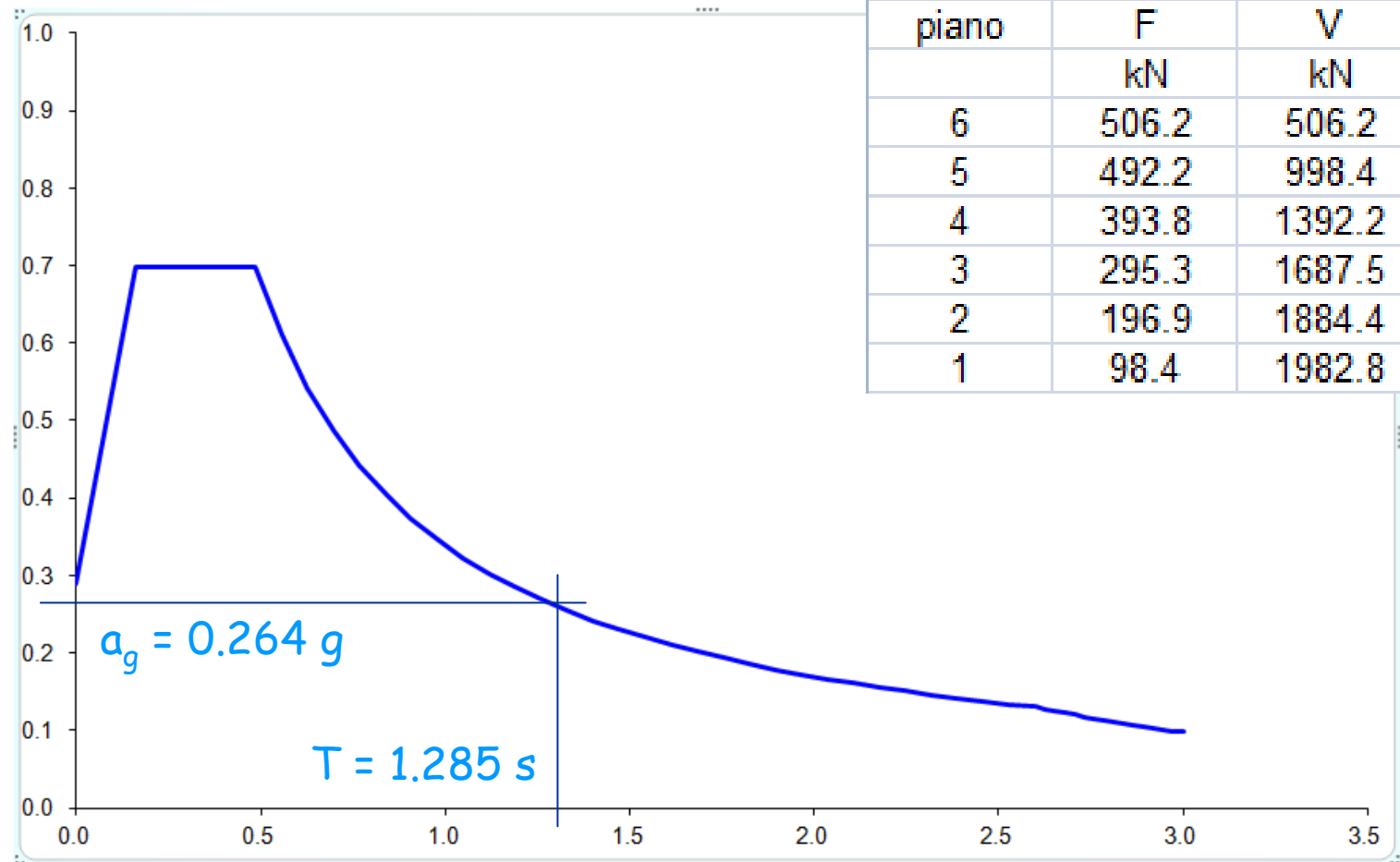
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n m_j u_j^2}{\sum_{j=1}^n F_j u_j}}$$

Si ottiene $T = 1.285 \text{ s}$

piano	m	F	u	m u ²	F u
	t	kN	mm		
6	131.81	1917.7	580.30	44389	1112817
5	153.79	1864.5	530.81	43333	989690
4	153.79	1491.6	433.20	28861	646158
3	153.79	1118.7	297.10	13575	332359
2	153.79	745.8	166.43	4260	124126
1	153.79	372.9	65.95	669	24592
				135086	3229742

3. Determinare il periodo proprio e le forze conseguenti

- Si ha:



4. Ripartire il taglio e verificare i pilastri

- Ripartire il taglio di piano in base alla rigidezza

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

- Si ottiene ad esempio $V_{12} = 1884.4 \times \frac{24.46}{71.04} = 648.9 \text{ kN}$

[illegible]

4. Ripartire il taglio e verificare i pilastri

- Effettuare la verifica a taglio, valutando per quale aliquota dell'azione sismica la verifica è soddisfatta

Resistenze da usare:

per verifiche del comportamento "fragile" di una
singola sezione :

$$\frac{f_m}{FC \gamma_M}$$

per verifiche del comportamento globale "duttile" di
una struttura :

$$\frac{f_m}{FC}$$

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

riepilogo (con $FC=1.2$)

Valori sperimentali:

- Per il calcestruzzo $f_{cm} = 19 \text{ MPa}$
- Per l'acciaio $f_{ym} = 420 \text{ MPa}$

Valori di riferimento, da usare per rotture "duttili":

- Per il calcestruzzo $f_{cm}/FC = 15.83 \text{ MPa}$ (x0.85 ove necessario)
- Per l'acciaio $f_{ym}/FC = 350 \text{ MPa}$

Valori di calcolo, da usare per rotture "fragili":

- Per il calcestruzzo $f_{cm}/FC / \gamma_c = 10.56 \text{ MPa}$ (x0.85 ove necessario)
- Per l'acciaio $f_{ym}/FC / \gamma_s = 304.3 \text{ MPa}$

Valori incrementati, da usare quando necessario:

- Per il calcestruzzo $f_{cm} \times FC = 22.8 \text{ MPa}$ (x0.85 ove necessario)
- Per l'acciaio $f_{ym} \times FC = 504 \text{ MPa}$

4. Ripartire il taglio e verificare i pilastri

- Effettuare la verifica a taglio, valutando per quale aliquota dell'azione sismica la verifica è soddisfatta
- Si utilizzano le usuali formule di verifica, con i valori di resistenza innanzi definiti

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

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

4. Ripartire il taglio e verificare i pilastri

- Effettuare la verifica a taglio, valutando per quale aliquota dell'azione sismica la verifica è soddisfatta
- Esempio

sezione 30x30, staffe Ø6/20

$$V_{Rd,s} = 0.9 \times 26 \times \frac{0.566}{20} \times 304 \times 2.5 \times 10^{-1} = 50.3 \text{ kN}$$

sezione 30x50, staffe Ø6/20

$$V_{Rd,s} = 0.9 \times 46 \times \frac{0.566}{20} \times 304 \times 2.5 \times 10^{-1} = 89.1 \text{ kN}$$

4. Ripartire il taglio e verificare i pilastri

- Effettuare la verifica a taglio, valutando per quale aliquota dell'azione sismica la verifica è soddisfatta
- Esempio

piano	2			
pil	VEd	VRds	ρ	$1/\rho$
1, 17, 20	140.2	50.3	2.78	35.9%
18, 19	46.7	50.3	0.93	107.7%
9	332.2	69.7	4.77	21.0%
12	648.9	89.1	7.29	13.7%
2,3,4,10,11	77.9	50.3	1.55	64.6%

$$\rho = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$$

Il rapporto tra effetto del sisma e resistenza indica di quanto si deve ridurre il sisma (o l'aliquota di sisma che può essere portata)

4. Ripartire il taglio e verificare i pilastri

- Il valore più alto di ρ (o il più piccolo di $1/\rho$) indica quale accelerazione sismica può essere portata dalla struttura prima che avvenga la rottura a taglio

Nell'esempio;

$$\rho_{\max} = 7.29$$

$$(1/\rho)_{\min} = 13.7\%$$

Nota: questo valore può essere moltiplicato per un fattore di struttura piccolo (quanto? forse 1.5?)

piano	4			
pil	VEd	VRds	ρ	$1/\rho$
1,9,12,17,20	189.8	50.3	3.77	26.5%
altri	63.3	50.3	1.26	79.5%
piano	3			
pil	VEd	VRds	ρ	$1/\rho$
1,9,17,20	182.2	50.3	3.62	27.6%
18, 19	60.7	50.3	1.21	82.9%
12	432.0	69.7	6.20	16.1%
2,3,4,10,11	81.0	50.3	1.61	62.1%
piano	2			
pil	VEd	VRds	ρ	$1/\rho$
1, 17, 20	140.2	50.3	2.78	35.9%
18, 19	46.7	50.3	0.93	107.7%
9	332.2	69.7	4.77	21.0%
12	648.9	89.1	7.29	13.7%
2,3,4,10,11	77.9	50.3	1.55	64.6%
piano	1			
pil	VEd	VRds	ρ	$1/\rho$
17	92.0	50.3	1.83	54.7%
20	122.6	50.3	2.44	41.0%
18, 19	40.9	50.3	0.81	123.1%
1	218.0	69.7	3.13	32.0%
9	425.9	89.1	4.78	20.9%
12	735.9	108.4	6.79	14.7%
2,3,4,10,11	61.3	50.3	1.22	82.1%

4. Ripartire il taglio e verificare i pilastri

- È importante, in questa fase, valutare la massima resistenza a flessione dei pilastri (con i valori incrementati) ed il massimo taglio che potrà aversi di conseguenza nei pilastri
 - Se questo valore è inferiore alla resistenza a taglio il pilastro non arriverà mai a rottura per taglio



Questa considerazione potrebbe essere molto utile per esprimere un giudizio sulla struttura

Nota: ho approfondito questo aspetto nella presentazione successiva

5. Valutare il momento flettente e verificare travi e pilastri

- Non è riportato



Una valutazione delle resistenze di travi e pilastri
può fornire utili indicazioni sul fattore di struttura q
da utilizzare

Nota: ho approfondito questo aspetto nella presentazione
successiva

Stesso procedimento con rigidezze calcolate secondo A. Gherzi

- Le elaborazioni sono riportate nel file Excel "Analisi semplificata AG"
- Come si può vedere da quei numeri (che qui non riporto) i risultati sono molto vicini a quelle che verranno mostrati più avanti, ottenuti partendo dall'analisi modale