PROGETTO DI EDIFICI ANTISISMICI IN CEMENTO ARMATO

Ascoli Piceno, 17-18 maggio 2019

05 – Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima della struttura

Docente del corso

AURELIO GHERSI

Corso organizzato da: FONDAZIONE DELL'ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI ASCOLI PICENO

Il sito su cui edificare la costruzione

Il dimensionamento strutturale di una struttura antisismica è molto condizionato dalla sismicità del sito

Come prime operazioni, preliminari all'attivittà progettuale:

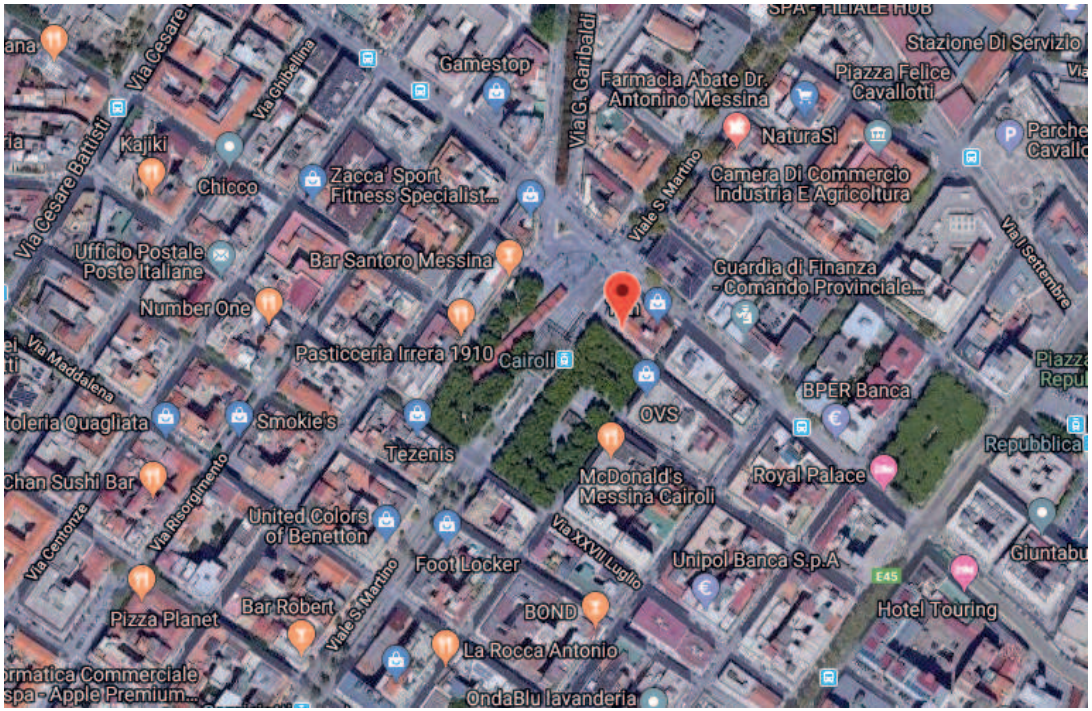
1. **Individuare i parametri sismici del sito**
2. **Individuare le caratteristiche del suolo**
3. **Determinare gli spettri di risposta elastica per quel sito e per quel suolo**

FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

Il dimensionamento strutturale di una struttura antisismica è molto condizionato dalla sismicità del sito

- **Ad esempio:**

Ubicazione dell'edificio



Parametri sismici

Classe dell'edificio: II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti

Vita Nominale Struttura 50

Periodo di Riferimento per l'azione sismica 50

Parametri di pericolosità Sismica

Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.061	2.360	0.280
Danno	50	0.082	2.316	0.292
Salvaguardia Vita	475	0.250	2.410	0.360
Prevenzione Collasso	975	0.339	2.445	0.383

Il dimensionamento strutturale di una struttura antisismica è molto condizionato dalla sismicità del sito

- **Ad esempio:**

		spessore H	c_u	φ	V_s	E	γ	ν
strato		m	kPa	°	m/s	kPa	kN/m^3	
1	limo	4	30	25	80	10000	17	0.40
2	limo argilloso	6	40	24	100	12000	18	0.45
3	argilla o.c.	20	95	23	380	80000	19	0.48

Il parametro che si utilizza è la velocità V_s delle onde di taglio.
Se non è fornita, può essere ricavata dagli altri parametri geotecnici, in questo caso dalla coesione non drenata c_u

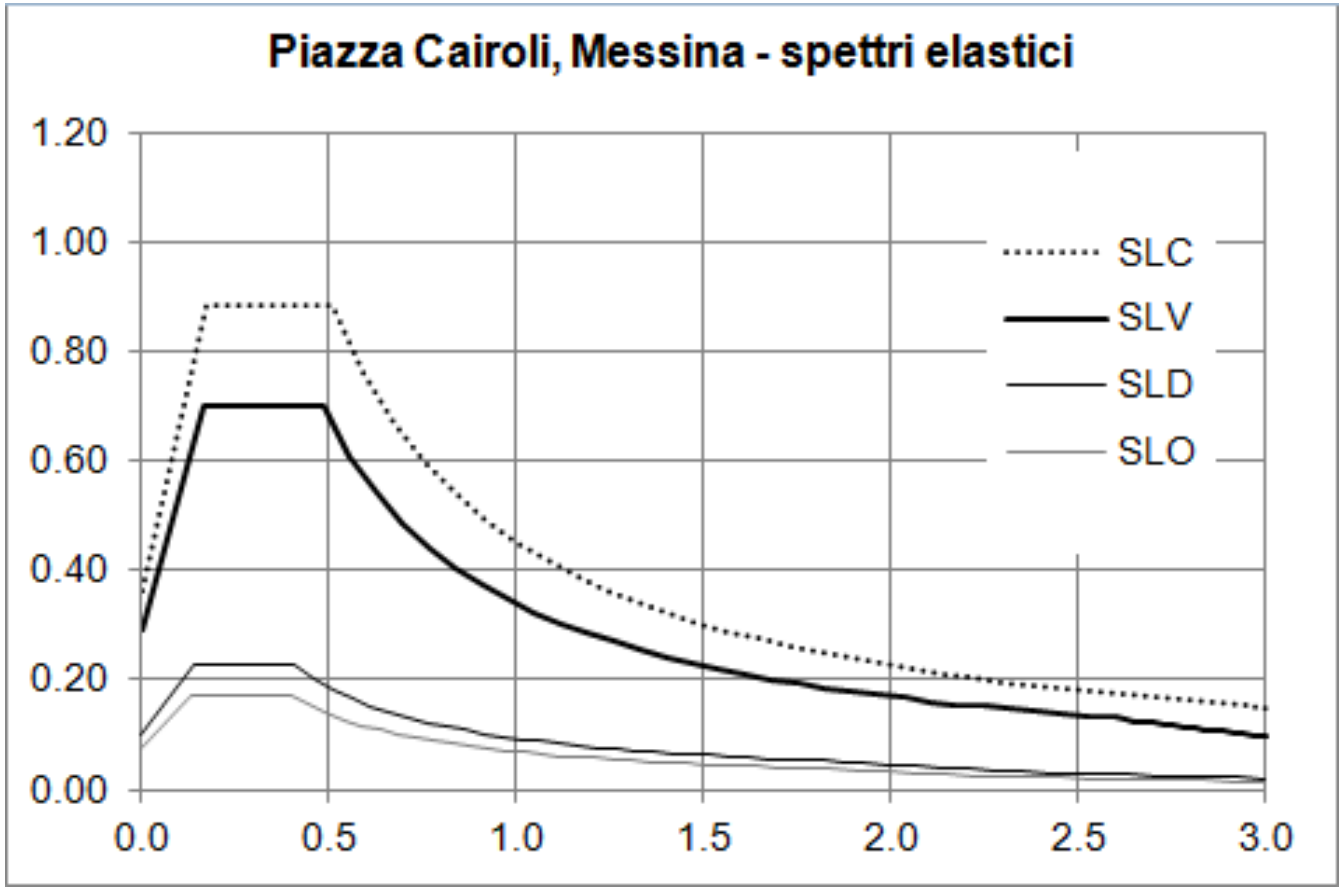
Occorre una relazione geotecnica che fornisca le caratteristiche del terreno

- **Dai dati geotecnici si determina la velocità media $V_{s,eq}$ nei 30 metri al di sotto della fondazione**

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum \frac{h_i}{V_{si}}} = \frac{30}{\frac{4}{80} + \frac{6}{100} + \frac{20}{380}} = 184.5 \text{ m/s}$$

- **Poiché questo valore è compreso tra 180 e 360 m/s il suolo è di tipo C**

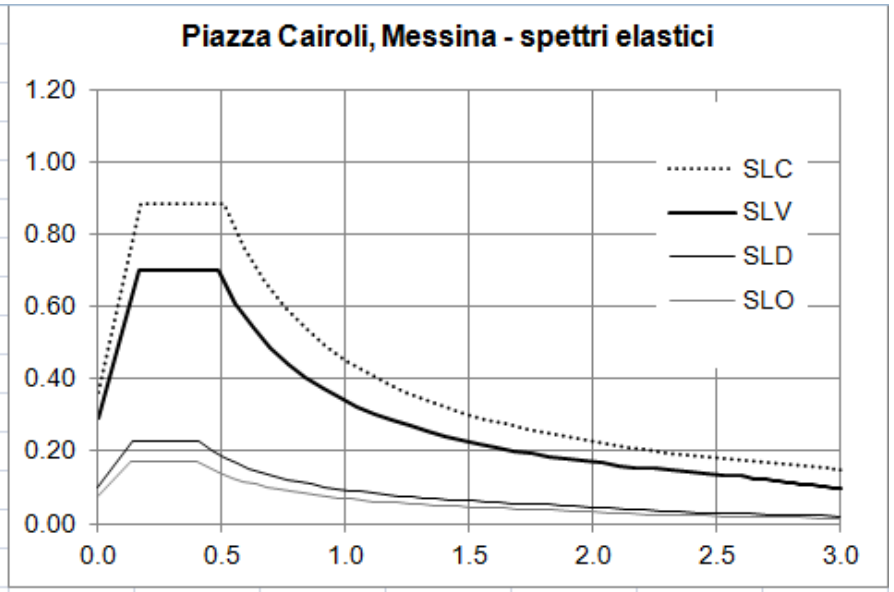
- **Noto il sito e le caratteristiche del terreno in esame si determinano gli spettri di risposta elastica**

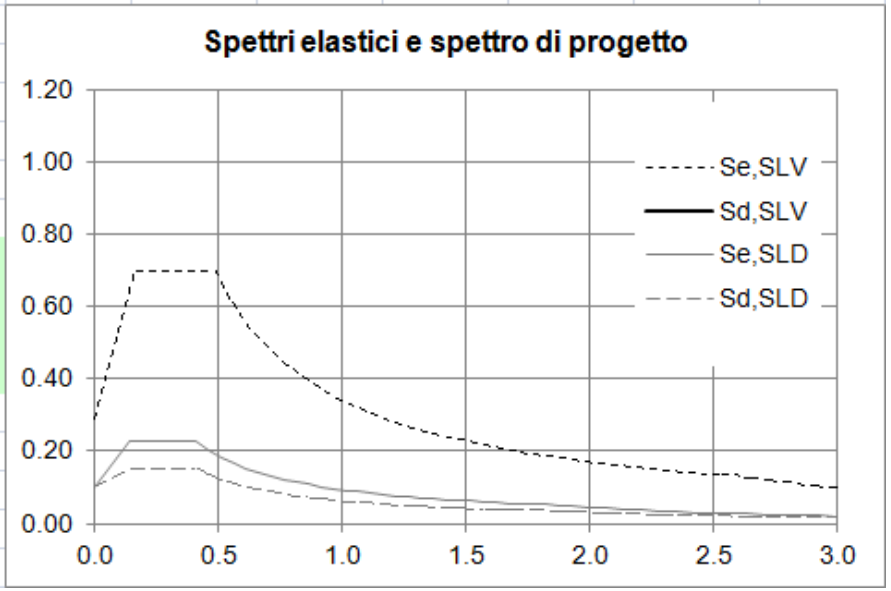


SCHERMATA DAL FILE EXCEL SPETTRI

Spettri di risposta

Località	Piazza Cairoli, Messina						
Pericolosità sismica							
stato limite	T_r	a_g	F_o	T_C^*			
SLO	30	0.061	2.360	0.280			
SLD	50	0.082	2.316	0.292			
SLV	475	0.250	2.410	0.360			
SLC	975	0.339	2.445	0.383			
categoria topografica	T1		posizione	0%			
smorzamento	5%						
suolo	B						
Si ottiene:	S	$S\ a_g$	T_B	T_C	T_D	$S_e(T_C)$	
SLO	1.200	0.073	0.132	0.397	1.844	0.173	
SLD	1.200	0.098	0.137	0.411	1.928	0.228	
SLV	1.159	0.290	0.162	0.486	2.600	0.698	
SLC	1.068	0.362	0.170	0.510	2.956	0.886	
						$S_e(T_1)$	$S_d(T_1)$
periodo fondamentale T1					SLO		
					SLD		
		SLV/SLO			SLV		
		1.5 SLV/SLD			SLC		
					$S_d(T_C)$	$S_d(T_1)$	
fattore di comportamento q							

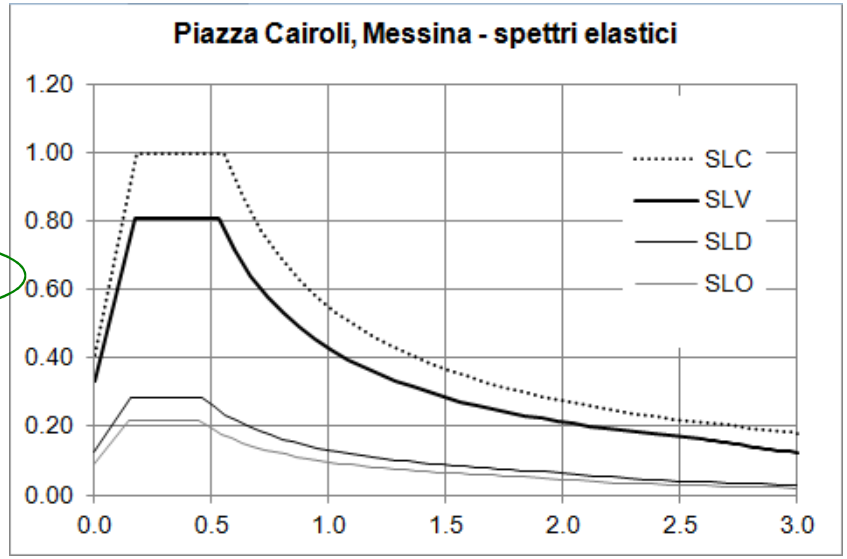




Si noti che:

- **Per SLV il tratto ad accelerazione costante (tra T_B e T_C) ha una ordinata di 0.806 g**
  valore molto forte
- **Per SLV il tratto decrescente inizia a T=0.53 s**
  inferiore al possibile periodo proprio della struttura

Si ottiene:	S	S a_g	T_B	T_C	T_D	$S_e(T_C)$
SLO	1.500	0.092	0.149	0.447	1.844	0.216
SLD	1.500	0.123	0.153	0.460	1.928	0.285
SLV	1.339	0.335	0.177	0.530	2.600	0.806
SLC	1.203	0.408	0.184	0.552	2.956	0.997



Scelta del fattore di comportamento q

1. **Il sisma è un evento dinamico che induce accelerazioni nella struttura**
   - Partendo dalla considerazione che il prodotto di massa per accelerazione corrisponde ad una forza, si può valutare l'effetto del sisma mediante l'applicazione di forze statiche (analisi modale oppure analisi statica)

2. **Le accelerazioni indotte dal sisma possono essere veramente forti**
   - Progettare la struttura con analisi lineare e garantire una resistenza tale da non andare in campo plastico può essere economicamente accettabile solo in qualche caso
   - La normativa parla in questi casi di struttura non dissipativa

3. **Nella maggior parte dei casi si accetta il danneggiamento. Si assume che la struttura, pur danneggiata, non crollerà purché abbia adeguata duttilità**
   - Si può progettare la struttura con analisi lineare con forze ridotte mediante un coefficiente q detto fattore di comportamento
   - La normativa parla in questi casi di struttura dissipativa

La normativa richiede di scegliere se progettare la struttura come

- Struttura non dissipativa
- Struttura dissipativa con classe di duttilità alta (A)
- Struttura dissipativa con classe di duttilità media (B)

- Realizzare la struttura come non dissipativa è possibile solo quando l'azione sismica è modesta

- Per strutture dissipative il valore massimo ammesso per il fattore di comportamento q dipende dalla classe di duttilità adottata

La scelta della classe di duttilità:

- **Condiziona in maniera abbastanza rilevante i dettagli costruttivi (in particolare, la quantità di staffe da disporre in travi, pilastri, nodi)**
- **Condiziona in maniera modesta la gerarchia delle resistenze per taglio (travi, pilastri, nodi)**
- **Condizionava nelle NTC08, ma ora non più, la gerarchia delle resistenze a flessione per i pilastri**

A parità del valore di q:

- L'uso della classe di duttilità "B" può comportare modeste semplificazioni e riduzioni di costo

  Con le NTC08 le differenze erano maggiori, ora con NTC18 sono molto ridotte

La scelta della classe di duttilità:

- **Condiziona in maniera abbastanza rilevante i dettagli costruttivi (in particolare, la quantità di staffe da disporre in travi, pilastri, nodi)**
- **Condiziona in maniera modesta la gerarchia delle resistenze per taglio (travi, pilastri, nodi)**
- **Condizionava nelle NTC08, ma ora non più, la gerarchia delle resistenze a flessione per i pilastri**

La normativa impone di usare classe di duttilità "B" per:

- strutture a pareti estese debolmente armate
- strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica realizzati con travi a spessore

Per tutte le altre strutture occorre decidere se:

- progettare la struttura per classe di duttilità "A" oppure "B"
- utilizzare il valore di q massimo fornito per quella classe di duttilità oppure un valore più basso

La scelta della classe di duttilità:

- **Condiziona in maniera abbastanza rilevante i dettagli costruttivi (in particolare, la quantità di staffe da disporre in travi, pilastri, nodi)**
- **Condiziona in maniera modesta la gerarchia delle resistenze per taglio (travi, pilastri, nodi)**
- **Condizionava nelle NTC08, ma ora non più, la gerarchia delle resistenze a flessione per i pilastri**

Scelta della classe di duttilità:

- Con un fattore di struttura alto le azioni sismiche sono minori e quindi (a parità di T) possibilità di usare sezioni minori e disporre meno armatura
- Con classe di duttilità "A" si hanno alcune penalizzazioni (in termini di costo) nei dettagli costruttivi e nella gerarchia delle resistenze

Per questo motivo:

- I pro e i contro potrebbero bilanciarsi, ma non è facile dirlo a priori

La mia personale opinione è che:

- **Con NTC18 la differenza tra classe di duttilità "A" oppure "B" è meno rilevante che con NTC08; ritengo quindi preferibile adottare una classe di duttilità "A"**

- **Il fattore di comportamento q scelto deve essere il valore massimo consentito dalla classe di duttilità solo quando è strettamente necessario per motivi economici; in generale, meglio usare un valore più basso del massimo**

- **Può essere opportuno utilizzare un valore di q minore del massimo perché questa scelta:**
  - Può limitare il danno strutturale per SLD
  - Può (indirettamente) migliorare la classe di rischio sismico (indice PAM)

Si noti che:

- **Se si usano fattori di struttura alti, lo spettro di risposta elastico per SLD può avere ordinate maggiori rispetto allo spettro di progetto per SLV**

È accettabile un danno strutturale per le accelerazioni corrispondenti allo SLD?

- **Un danno strutturale modesto per SLD si può ritenere accettabile (un fattore q =1.5 non lo si nega a nessuno)**

  Nelle NTC18 viene previsto un fattore di comportamento anche per lo stato limite di danno SLD
  $q \leq 1.5$

  NTC18, punti 3.2.3.5 e 7.3

  Questa indicazione si basa sulla considerazione che per terremoti corrispondenti ad un periodo di ritorno di 50 anni si riscontrano danni strutturali e non strutturali, anche se non troppo rilevanti. Si assume quindi che il danneggiamento strutturale possa corrispondere a $q \leq 1.5$

Si noti che:

- **Se si usano fattori di struttura alti, lo spettro di risposta elastico per SLD può avere ordinate maggiori rispetto allo spettro di progetto per SLV**

È accettabile un danno strutturale per le accelerazioni corrispondenti allo SLD?

- **Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_d(SLV) \leq S_d(SLD)$**

  Qualora la domanda di resistenza allo SLV risulti inferiore a quella allo SLD, **si può** scegliere di progettare la capacità di resistenza sulla base della domanda allo SLD invece che allo SLV. **In tal caso** il fattore di comportamento allo SLV deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo SLV siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo SLD

  NTC18, punto 7.3.1

- **Questa indicazione deve essere tenuta in conto nella scelta del valore del fattore di comportamento q**

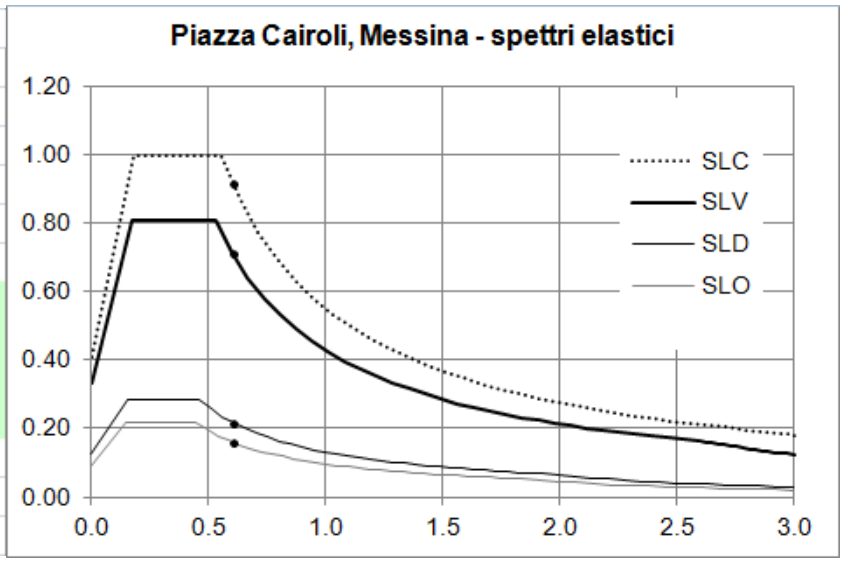
FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

Nel caso in esame:

- La struttura ha 5 impalcati ed un periodo proprio che potrebbe essere intorno a 0.6 s
- Per un periodo intorno ai 0.6 s il rapporto tra ordinate di SLV e SLD/1.5 è circa 4.9

$$\frac{0.712}{0.219/1.5} = 4.89$$

Si ottiene:	S	S a_g	T_B	T_C	T_D	$S_e(T_C)$	
SLO	1.500	0.092	0.149	0.447	1.844	0.216	
SLD	1.500	0.123	0.153	0.460	1.928	0.285	
SLV	1.339	0.335	0.177	0.530	2.600	0.806	
SLC	1.203	0.408	0.184	0.552	2.956	0.997	
						$S_e(T_1)$	$S_d(T_1)$
periodo fondamentale T1	0.6				SLO	0.161	14.4
					SLD	0.219	19.5
		SLV/SLO	4.42		SLV	0.712	63.7
		1.5 SLV/SLD	4.89		SLC	0.917	82.0
					$S_d(T_C)$	$S_d(T_1)$	
fattore di comportamento q							

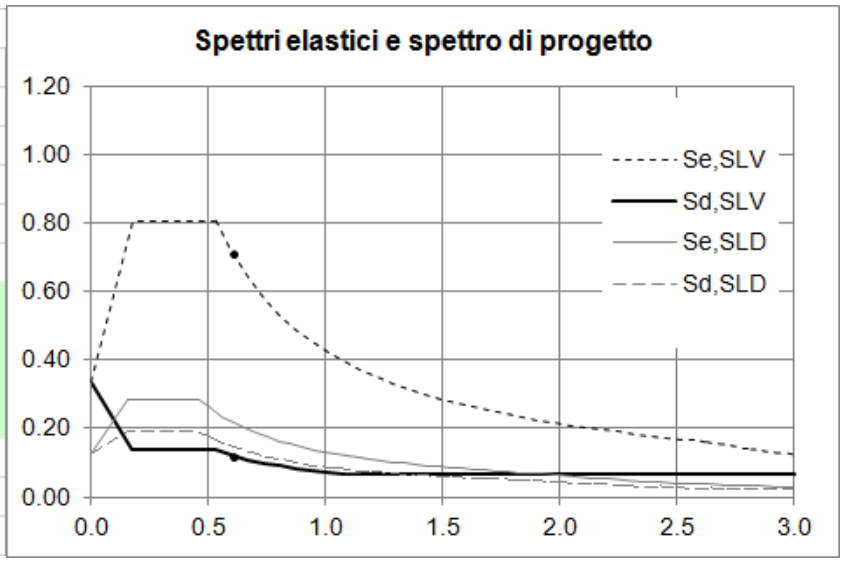


FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

Nel caso in esame:

- **Ho deciso di progettare la struttura per classe di duttilità A**
- **È mio obiettivo realizzare una struttura regolare sia in pianta che in altezza**
- **Se si scegli il massimo valore consentito per il fattore di comportamento q l'indicazione di normativa non è rispettata**

Si ottiene:	S	S a_g	T_B	T_C	T_D	$S_e(T_C)$	
SLO	1.500	0.092	0.149	0.447	1.844	0.216	
SLD	1.500	0.123	0.153	0.460	1.928	0.285	
SLV	1.339	0.335	0.177	0.530	2.600	0.806	
SLC	1.203	0.408	0.184	0.552	2.956	0.997	
						$S_e(T_1)$	$S_d(T_1)$
periodo fondamentale T1	0.6				SLO	0.161	14.4
					SLD	0.219	19.5
		SLV/SLO	4.42		SLV	0.712	63.7
		1.5 SLV/SLD	4.89		SLC	0.917	82.0
					$S_d(T_C)$	$S_d(T_1)$	
fattore di comportamento q	5.85				0.138	0.122	

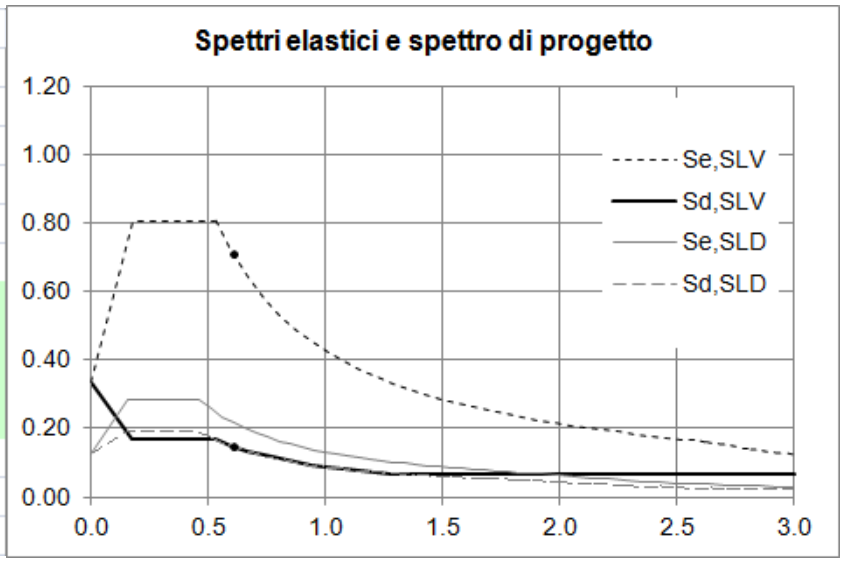


FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

Nel caso in esame:

- **Ho deciso di progettare la struttura per classe di duttilità A**
- **È mio obiettivo realizzare una struttura regolare sia in pianta che in altezza**
- **Sarebbe preferibile usare un valore del fattore di comportamento q pari al più a 4.8**

Si ottiene:	S	S a_g	T_B	T_C	T_D	$S_e(T_C)$	
SLO	1.500	0.092	0.149	0.447	1.844	0.216	
SLD	1.500	0.123	0.153	0.460	1.928	0.285	
SLV	1.339	0.335	0.177	0.530	2.600	0.806	
SLC	1.203	0.408	0.184	0.552	2.956	0.997	
						$S_e(T_1)$	$S_d(T_1)$
periodo fondamentale T1	0.6				SLO	0.161	14.4
					SLD	0.219	19.5
		SLV/SLO	4.42		SLV	0.712	63.7
		1.5 SLV/SLD	4.89		SLC	0.917	82.0
					$S_d(T_C)$	$S_d(T_1)$	
fattore di comportamento q	4.8				0.168	0.148	



L'uso di un fattore di comportamento q minore del massimo consentito

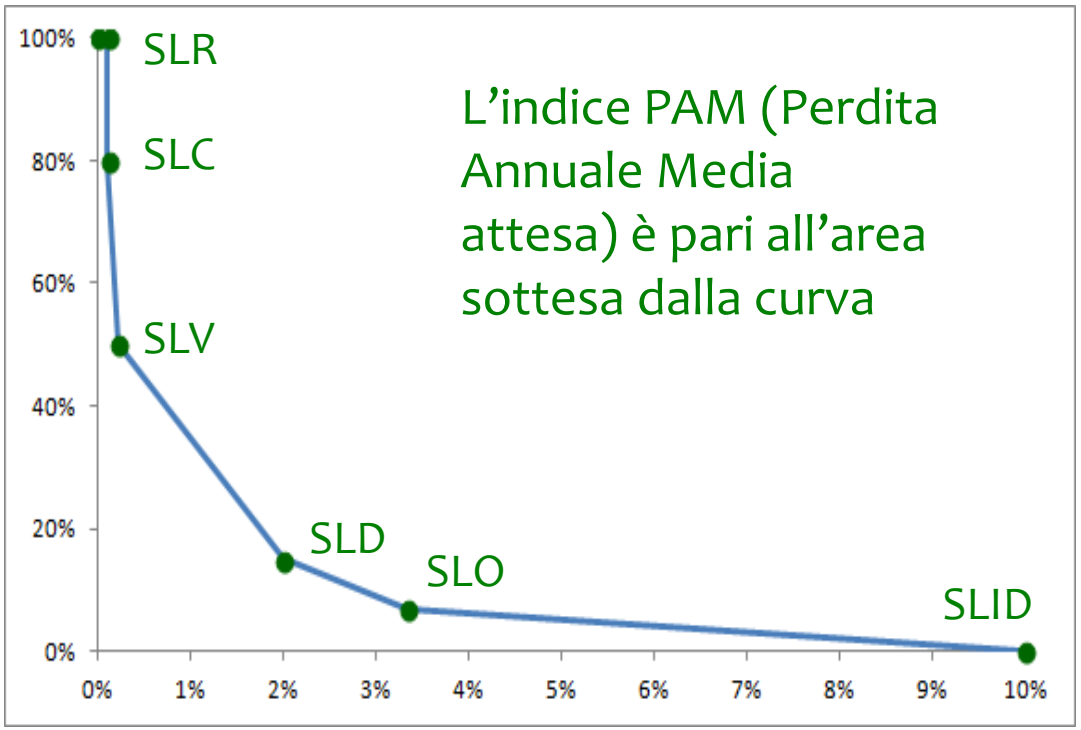
- **Influisce sul raggiungimento dello SLV, che incide in misura minore sul PAM**

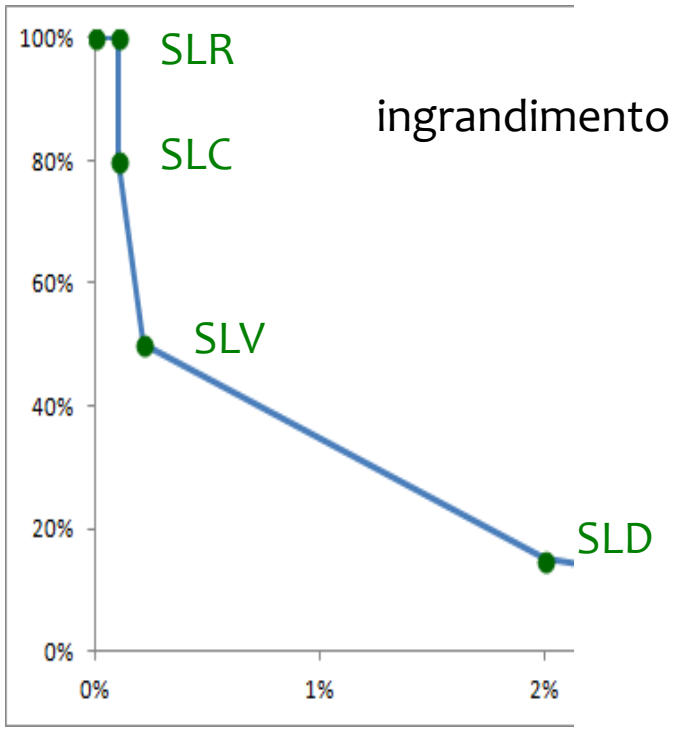
Indice IS-V	Classe IS-V
100% < IS-V	$A^{+}_{IS\text{-}V}$
80% < IS-V ≤ 100%	$A_{IS\text{-}V}$
60% < IS-V ≤ 80%	$B_{IS\text{-}V}$
45% < IS-V ≤ 60%	$C_{IS\text{-}V}$
30% < IS-V ≤ 45%	$D_{IS\text{-}V}$
15% < IS-V ≤ 30%	$E_{IS\text{-}V}$
IS-V ≤ 15%	$F_{IS\text{-}V}$

- Un edificio progettato secondo la norma sismica può essere di classe IS-V A oppure A^{+}
- Basta una minima sovraresistenza per renderlo di classe A^{+}

L'uso di un fattore di comportamento q minore del massimo consentito

- **Influisce sul raggiungimento dello SLV, che incide in misura minore sul PAM**
- **Non influisce direttamente sul raggiungimento dello SLD, che incide in misura molto rilevante sul PAM**





FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

L'uso di un fattore di comportamento q minore del massimo consentito

- **Influisce sul raggiungimento dello SLV, che incide in misura minore sul PAM**
- **Non influisce direttamente sul raggiungimento dello SLD, che incide in misura molto rilevante sul PAM**

PAM	Classe PAM
PAM ≤ 0.5%	A^{+}_{PAM}
0.5% < PAM ≤ 1.0%	A_{PAM}
1.0% < PAM ≤ 1.5%	B_{PAM}
1.5% < PAM ≤ 2.5%	C_{PAM}
2.5% < PAM ≤ 3.5%	D_{PAM}
3.5% < PAM ≤ 4.5%	E_{PAM}
4.5% < PAM ≤ 7.5%	F_{PAM}
7.5 < PAM	G_{PAM}

L'uso di un fattore di comportamento q minore del massimo consentito

- **Influisce sul raggiungimento dello SLV, che incide in misura minore sul PAM**
- **Non influisce direttamente sul raggiungimento dello SLD, che incide in misura molto rilevante sul PAM**

- Per un sostanziale miglioramento del PAM è importante conferire alla struttura una buona rigidezza
  - Spesso usare un fattore q più piccolo porta ad aumentare le sezioni della struttura e quindi renderla più rigida
- Una volta ottenuto questo, per migliorare ulteriormente il PAM occorre dare anche una maggior resistenza e quindi usare un valore di q più piccolo

Per edifici di pochi piani o in caso di zona a bassa sismicità:

- **Le sezioni degli elementi strutturali non sono particolarmente grandi e non variano in maniera significativa cambiando la scelta della classe di duttilità**
- **Il periodo proprio non varia in maniera significativa o comunque ricade nel tratto con accelerazione costante (T_B-T_C)**

Può essere effettivamente preferibile adottare un fattore di struttura q più basso (indipendentemente dalla scelta della classe di duttilità)

Per edifici con più piani (che tendenzialmente hanno un periodo proprio maggiore di T_C) e in caso di zona a più elevata sismicità:

- **Usare un fattore di struttura basso porta ad aumentare le sezioni strutturali e quindi la rigidezza della struttura. La riduzione del periodo ed il corrispondente aumento dell'azione sismica può dar luogo ad un effetto a catena**

- Si può utilizzare un fattore di comportamento medio se questo non comporta una crescita smisurata delle sezioni
- Se si nota un effetto a catena (aumento sezioni – aumento accelerazione) può essere preferibile non discostarsi molto dal valore più alto consentito per il fattore di comportamento q

- **Se non si riesce ad individuare subito la scelta migliore può essere utile iniziare la fase di dimensionamento provando a usare differenti valori del fattore di comportamento (maggiori e minori)**
- **Occorre però prendere una decisione subito dopo aver avuto le prime indicazioni affidabili su dimensioni delle sezioni degli elementi strutturali e periodo proprio della struttura**

- **Lo spettro di progetto è ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura q**

$$q = q_0 \; K_R$$

q_o dipende dalla classe di duttilità (CD"A" o CD "B")

può dipendere anche dal valore α_u/α_1 legato alla iperstaticità dello schema

K_R dipende dalla regolarità in altezza

anche la regolarità in pianta influisce (poco) su q

- **Lo spettro di progetto è ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura q**

$$q = q_0 \; K_R$$

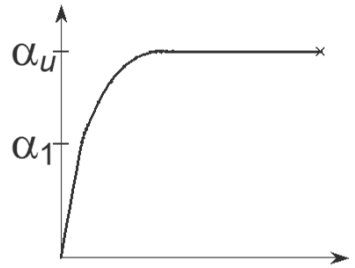
- **Valori di q_0 indicati dalla normativa per strutture in cemento armato**

Tipologia	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture torsionalmente deformabili	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

Nota: questi valori sono limiti superiori. È sempre possibile progettare la struttura utilizzando valori inferiori

- **Lo spettro di progetto è ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura q**

$$q = q_0 \; K_R$$



- **Valori di α_u / α_1 indicati dalla normativa per strutture in cemento armato**

Strutture a telaio o strutture miste equivalenti a telaio		
– ad un solo piano	1.1	1.05
– a più piani ma ad una sola campata	1.2	1.10
– a più piani e più campate	1.3	1.15
Strutture a pareti o strutture miste equivalenti a pareti		
– solo due pareti non accoppiate per ogni direzione	1.0	
– più pareti non accoppiate	1.1	1.05
– pareti accoppiate o strutture miste equivalenti a pareti	1.2	1.10

per strutture non regolari in pianta

- **Lo spettro di progetto è ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura q**

$$q = q_0 \; K_R$$

- **Valori di K_R indicati dalla normativa**

	K_R
Edifici regolari in altezza	1.0
Edifici non regolari in altezza	0.8

- **Lo spettro di progetto è ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura q**

$$q = q_0 \; K_R$$

Regolarità della struttura:

deve esserci sempre

- La regolarità in altezza deve essere ottenuta dosando opportunamente la variazione delle sezioni lungo la verticale
- La regolarità in pianta (che corrisponde ad un comportamento traslazionale e non rotazionale) deve essere ottenuta dosando dimensioni ed orientamento dei pilastri in pianta

- **Lo spettro di progetto è ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura q**

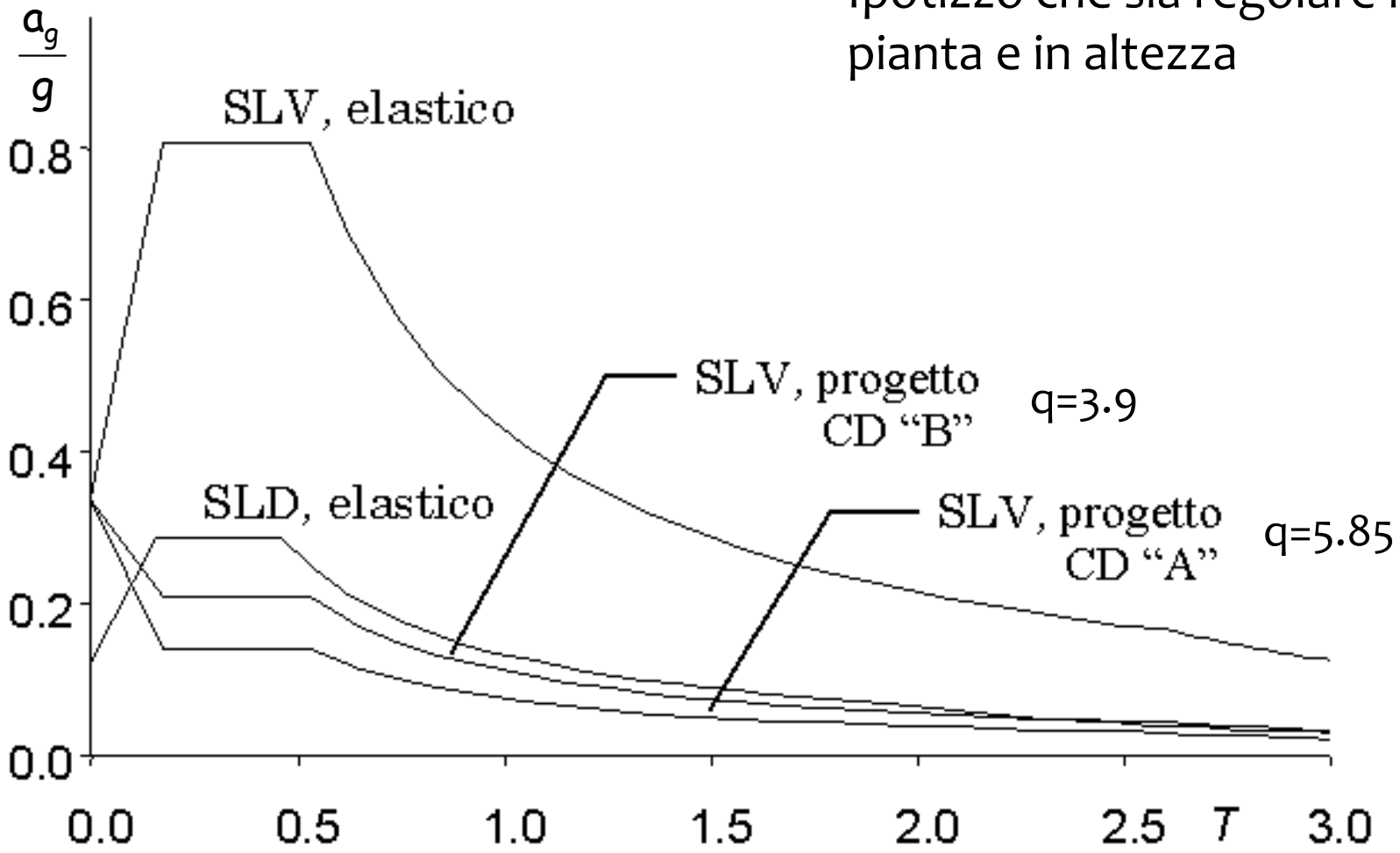
$$q = q_0 \; K_R$$

Nell'esempio:

$q_o = 4.5 \; \alpha_u/\alpha_1$	struttura intelaiata in c.a. – se CD"A"
$q_o = 3.0 \; \alpha_u/\alpha_1$	struttura intelaiata in c.a. – se CD"B"
$\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$	telaio con più piani e più campate regolare in pianta
$K_R = 1$	la struttura è regolare in altezza

- **Ipotizzo di realizzare la struttura ad alta duttilità CD"A" $\Rightarrow$ $q \leq 4.5 \times 1.3 \times 1.0 = 5.85$**

Ipotizzo che sia regolare in pianta e in altezza

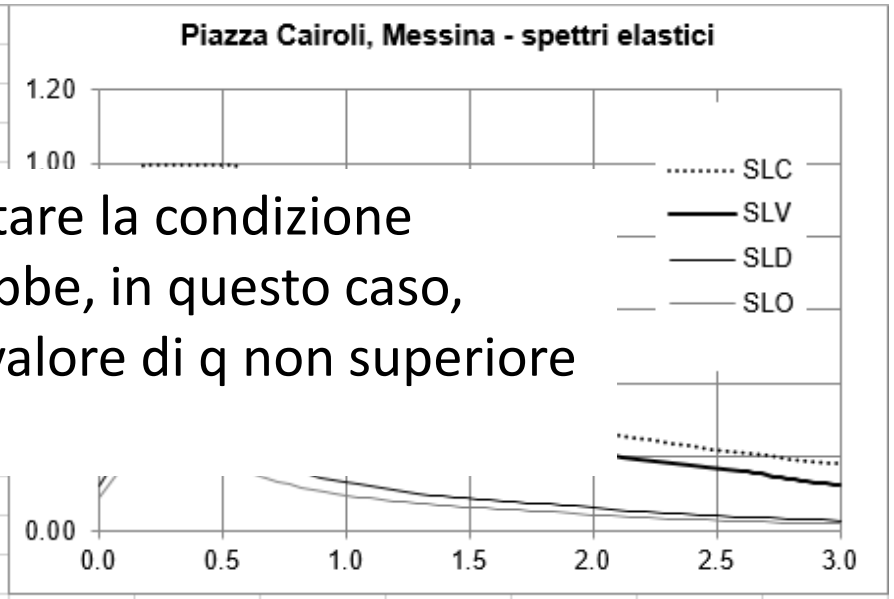


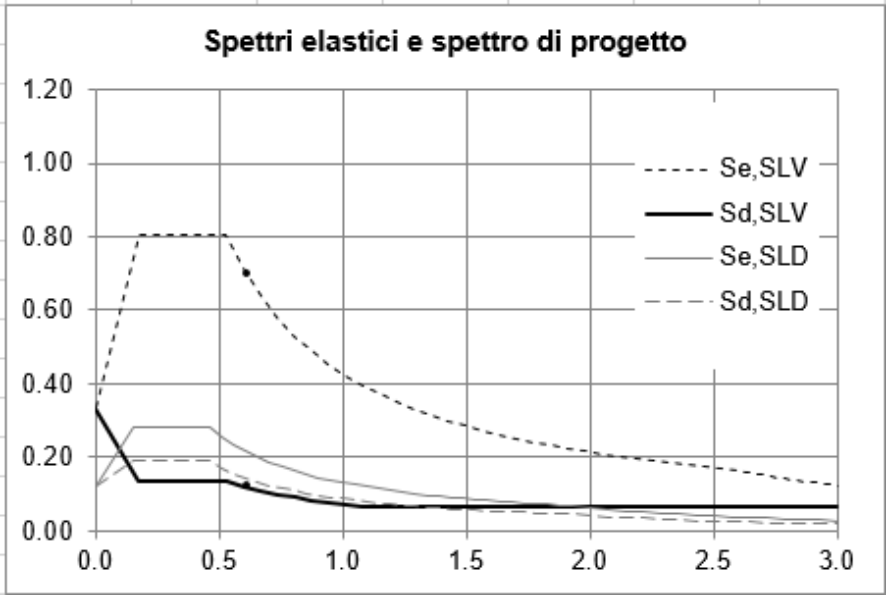
FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

Spettri di risposta

Località	Piazza Cairoli, Messina					
Pericolosità sismica						
stato limite	T_r	a_g	F_o	T_C^*		
SLO	30	0.061	2.360	0.280		
SLD	50	0.082	2.316	0.292		
SLV	475	0.250	2.410	0.360		
SLC	975	0.339	2.445	0.383		
categoria topografica	T1		posizione	0%		
smorzamento	5%					
suolo	C					
Si ottiene:	S	$S\ a_g$	T_B	T_C	T_D	$S_e(T_C)$
SLO	1.500	0.092	0.149	0.447	1.844	0.216
SLD	1.500	0.123	0.153	0.460	1.928	0.285
SLV	1.339	0.335	0.177	0.530	2.600	0.806
SLC	1.203	0.408	0.184	0.552	2.956	0.997
						$S_e(T_1)$
periodo fondamentale T1	0.611				SLO	0.158
					SLD	0.215
		SLV/SLO	4.42		SLV	0.699
		1.5 SLV/SLD	4.89		SLC	0.901
					$S_d(T_C)$	$S_d(T_1)$
fattore di comportamento q	5.85				0.138	0.119

Per rispettare la condizione occorrerebbe, in questo caso, usare un valore di q non superiore a 4.89

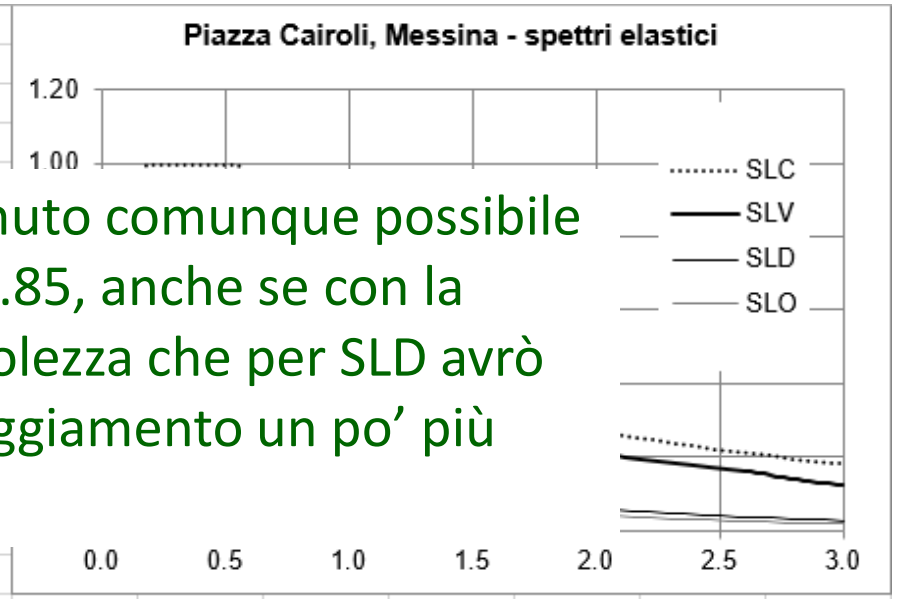




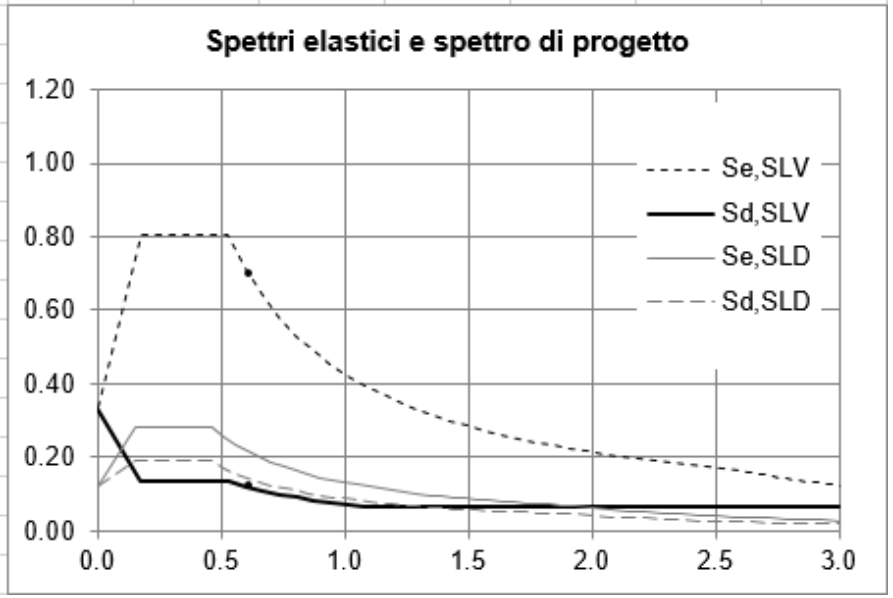
FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

Spettri di risposta

Località	Piazza Cairoli, Messina					
Pericolosità sismica						
stato limite	T_r	a_g	F_o	T_C^*		
SLO	30	0.061	2.360	0.280		
SLD	50	0.082	2.316	0.292		
SLV	475	0.250	2.410	0.360		
SLC	975	0.339	2.445	0.383		
categoria topografica	T1		posizione	0%		
smorzamento	5%					
suolo	C					
Si ottiene:	S	S a_g	T_B	T_C	T_D	$S_e(T_C)$
SLO	1.500	0.092	0.149	0.447	1.844	0.216
SLD	1.500	0.123	0.153	0.460	1.928	0.285
SLV	1.339	0.335	0.177	0.530	2.600	0.806
SLC	1.203	0.408	0.184	0.552	2.956	0.997
						$S_e(T_1)$
periodo fondamentale T1	0.611				SLO	0.158
					SLD	0.215
		SLV/SLO	4.42		SLV	0.699
		1.5 SLV/SLD	4.89		SLC	0.901
					$S_d(T_C)$	$S_d(T_1)$
fattore di comportamento q	5.85				0.138	0.119



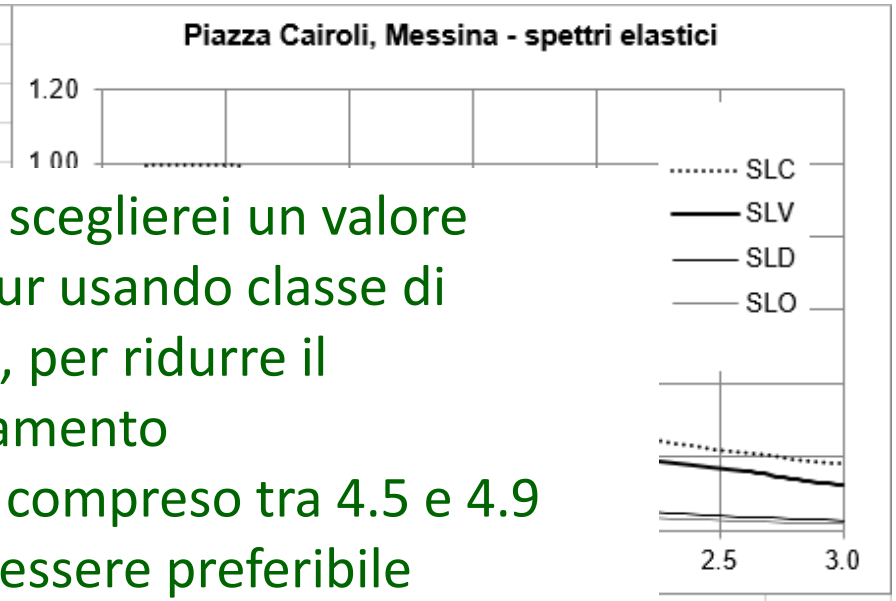
Io ho ritenuto comunque possibile usare q=5.85, anche se con la consapevolezza che per SLD avrò un danneggiamento un po' più alto



FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

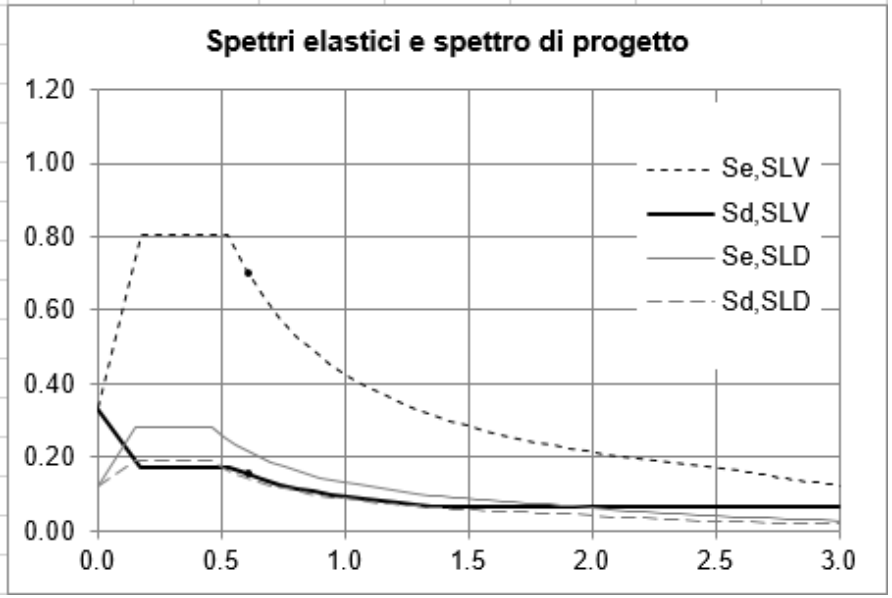
Spettri di risposta

Località	Piazza Cairoli, Messina					
Pericolosità sismica						
stato limite	T_r	a_g	F_o	T_C^*		
SLO	30	0.061	2.360	0.280		
SLD	50	0.082	2.316	0.292		
SLV	475	0.250	2.410	0.360		
SLC	975	0.339	2.445	0.383		
categoria topografica	T1		posizione	0%		
smorzamento	5%					
suolo	C					
Si ottiene:	S	S a_g	T_B	T_C	T_D	$S_e(T_C)$
SLO	1.500	0.092	0.149	0.447	1.844	0.216
SLD	1.500	0.123	0.153	0.460	1.928	0.285
SLV	1.339	0.335	0.177	0.530	2.600	0.806
SLC	1.203	0.408	0.184	0.552	2.956	0.997
						$S_e(T_1)$
periodo fondamentale T1	0.611				SLO	0.158
					SLD	0.215
		SLV/SLO	4.42		SLV	0.699
		1.5 SLV/SLD	4.89		SLC	0.901
					$S_d(T_C)$	$S_d(T_1)$
fattore di comportamento q	4.6				0.175	0.152



Oggi però sceglierei un valore minore, pur usando classe di duttilità A, per ridurre il danneggiamento

Un valore compreso tra 4.5 e 4.9 potrebbe essere preferibile



Una volta definito lo spettro di progetto, è importante conoscere il valore dell'accelerazione corrispondente al periodo fondamentale T_1

- **L'analisi modale fornisce con precisione il valore di T_1**
- **È comunque utile stimarlo fin dall'inizio, per rendersi conto di quale accelerazione cimenterà la struttura**

Le NTC08 suggerivano di assumere in prima approssimazione

$$T_1 = C_1 \; H^{3/4}$$

con

$C_1 = 0.075$
per strutture intelaiate in c.a.

H = altezza dell'edificio dal piano di fondazione (m)

Una volta definito lo spettro di progetto, è importante conoscere il valore dell'accelerazione corrispondente al periodo fondamentale T_1

- **L'analisi modale fornisce con precisione il valore di T_1**
- **È comunque utile stimarlo fin dall'inizio, per rendersi conto di quale accelerazione cimenterà la struttura**

Le NTC08 suggerivano di assumere in prima approssimazione

$$T_1 = C_1 \; H^{3/4}$$

Nell'esempio: H = 16.40 m (escluso torrino)

$$T_1 = 0.075 \times 16.40^{3/4} = 0.611 \text{ s}$$

Una volta definito lo spettro di progetto, è importante conoscere il valore dell'accelerazione corrispondente al periodo fondamentale T_1

- **L'analisi modale fornisce con precisione il valore di T_1**
- **È comunque utile stimarlo fin dall'inizio, per rendersi conto di quale accelerazione cimenterà la struttura**

Le NTC08 suggerivano di assumere in prima approssimazione

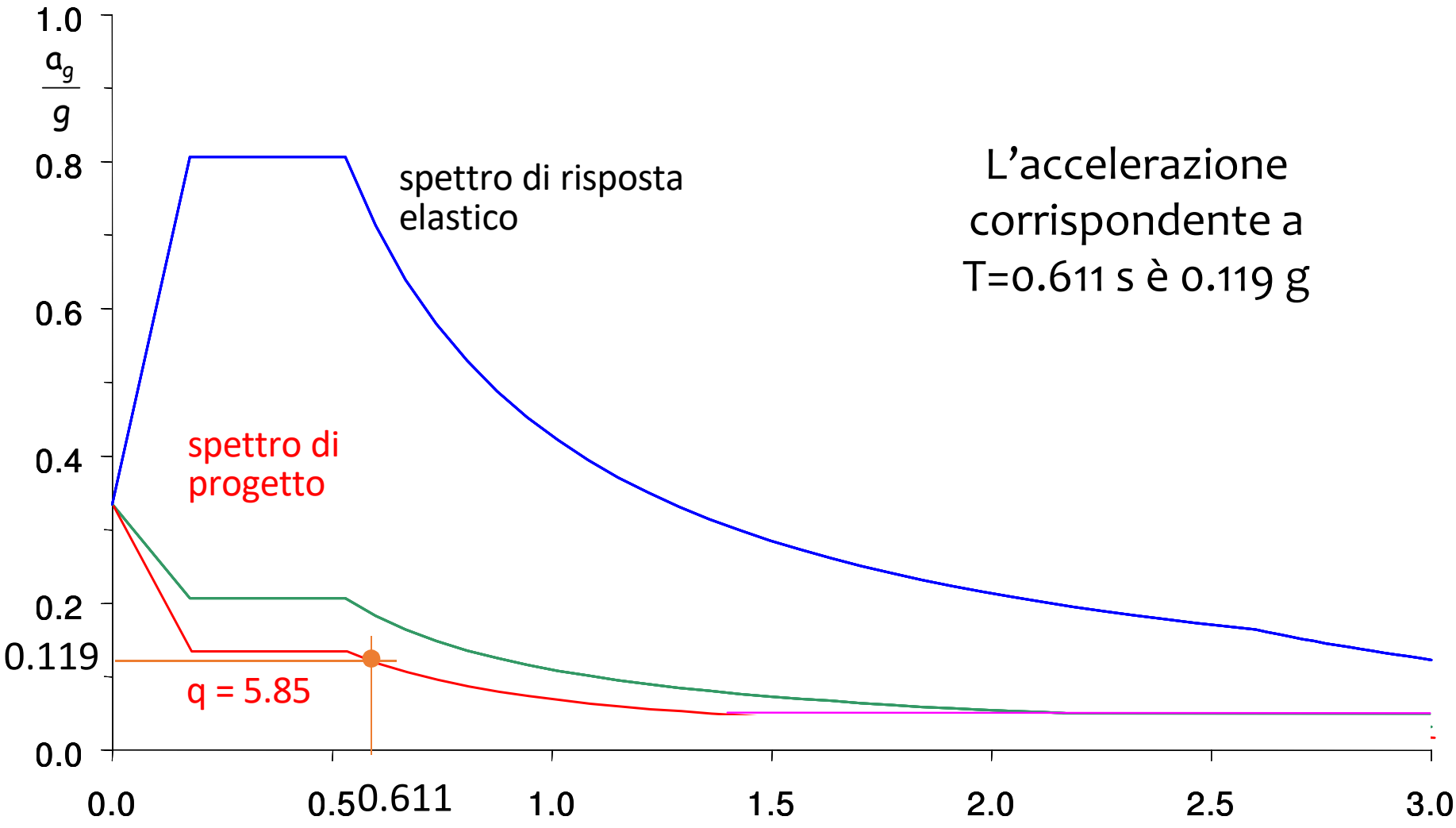
$$T_1 = C_1 \; H^{3/4}$$

La NTC 18 dice che il periodo fondamentale deve essere stimato (non più in funzione dell'altezza ma) in funzione dello spostamento d ottenuto applicando forze orizzontali pari alle masse

Questa indicazione non è utile in fase di dimensionamento

NTC 18, punto 7.3

ESEMPIO – ORDINATA SPETTRALE PER T_1



L'accelerazione corrispondente a T=0.611 s è 0.119 g

PROCESSO PROGETTUALE

3. Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima della struttura

- Con l'esperienza è possibile assegnare a priori le sezioni di travi e pilastri ed essere tranquilli che i valori scelti vadano bene

- Mancando l'esperienza, è necessario fare una stima preliminare delle caratteristiche di sollecitazione e definire le sezioni in base a tale stima

- È però sempre utile fare una stima preliminare delle caratteristiche di sollecitazione, per più motivi ma principalmente:
  - La normativa (capitolo 10) richiede la validazione del calcolo strutturale
  - Validare vuol dire confermare che i risultati ottenuti sono conformi a quello che ci si aspetta sia il comportamento della struttura, sia dal punto di vista fisico che numerico
  - La migliore validazione richiede quindi una stima preliminare del comportamento della struttura, da confrontare con i risultati forniti dal calcolo

Effetto dei carichi verticali

- **Valutare il momento flettente nelle travi, in assenza e in presenza di sisma**
- **Valutare lo sforzo normale nei pilastri, in assenza e in presenza di sisma**

Sono procedimenti ai quali siamo abituati, non dovrebbero presentare problemi

Nota (importante)

- **A differenza delle norme italiane del XX secolo, la normativa attuale distingue tra**
  - **Carichi verticali massimi in assenza di sisma, per SLU ($\gamma_g\, g_k + \gamma_q\, q_k$)**
  - **Carichi verticali massimi in presenza di sisma, per SLU ($g_k + \psi_2\, q_k$)**

Per questo motivo occorre fare una doppia valutazione dell'effetto dei carichi verticali

FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

Per definire lo spessore del solaio:

- **In presenza di travi emergenti: dimensionare il solaio per gli usuali limiti di deformazione**
  Un tempo $s \geq L_{max}/25$, ora limiti vari

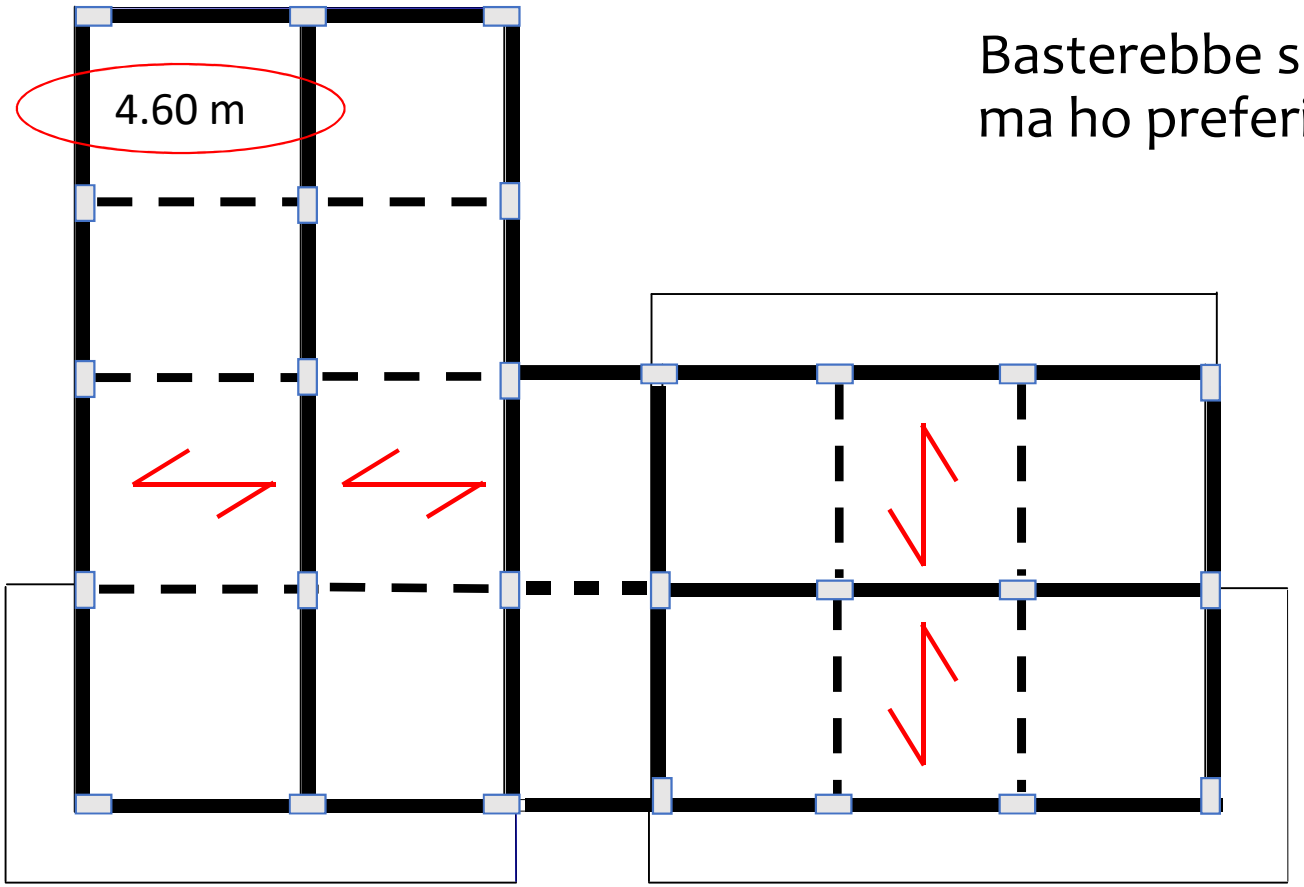
- **Se vi sono alcune travi a spessore lunghe e molto caricate aumentare un po' lo spessore**

- **Se vi sono solo travi a spessore usare uno spessore del solaio sufficientemente alto (almeno 28 cm)**

- **L'impalcato (solaio più travi) deve trasmettere l'azione sismica agli elementi resistenti (telai)**
  Per questo basta una soletta di 4-5 cm con rete ∅8 / 25x25

Esempio

- **La luce massima delle campate di solaio è inferiore a 5.00 m**
- **Non ci sono travi a spessore molto caricate**



Basterebbe s = 20 cm
ma ho preferito s = 22 cm

per il torrino scala
s = 18 cm

- **Una volta definito lo spessore del solaio, si possono calcolare i carichi unitari più rilevanti (kN/m²), da utilizzare per le successive analisi**

	g_k	q_k	SLU solo c.v.	SLU con sisma
Solaio del piano tipo	4.0 + 1.2	2.0	10.0	5.8
Solaio di copertura	4.0	2.0	8.2	4.6
Solaio torrino scala	3.4	0.5	5.2	3.4
Sbalzo piano tipo	4.0	4.0	11.2	6.4
Sbalzo copertura	3.9	0.5	5.8	3.9
Scala	5.0	4.0	12.5	7.4

Nota:

Con NTC18 ψ_2 è cambiato per balconi e scale

- **Con NTC18 ψ_2 è cambiato per balconi e scale**

Tab. 3.1.II - *Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni*

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	**Ambienti ad uso residenziale**			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	**Uffici**			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00

Si noti che scale e balconi ora sono associati a ciascuna categoria.
Di conseguenza il valore di ψ_2 è legato alla categoria d'uso

NTC 18, punto 3.1.4

Effetto del sisma

- A chi non ha esperienza sembra quasi impossibile prevedere le caratteristiche di sollecitazione prodotte dal sisma senza utilizzare un sofisticato programma di calcolo
- In realtà, come vedremo, bastano semplici formule (implementabili in un foglio di calcolo) per ottenere un'ottima stima delle caratteristiche di sollecitazione prodotte dal sisma (purché la struttura abbia un comportamento regolare)

- Fattore di struttura e spettro di progetto
- Stima iniziale del periodo

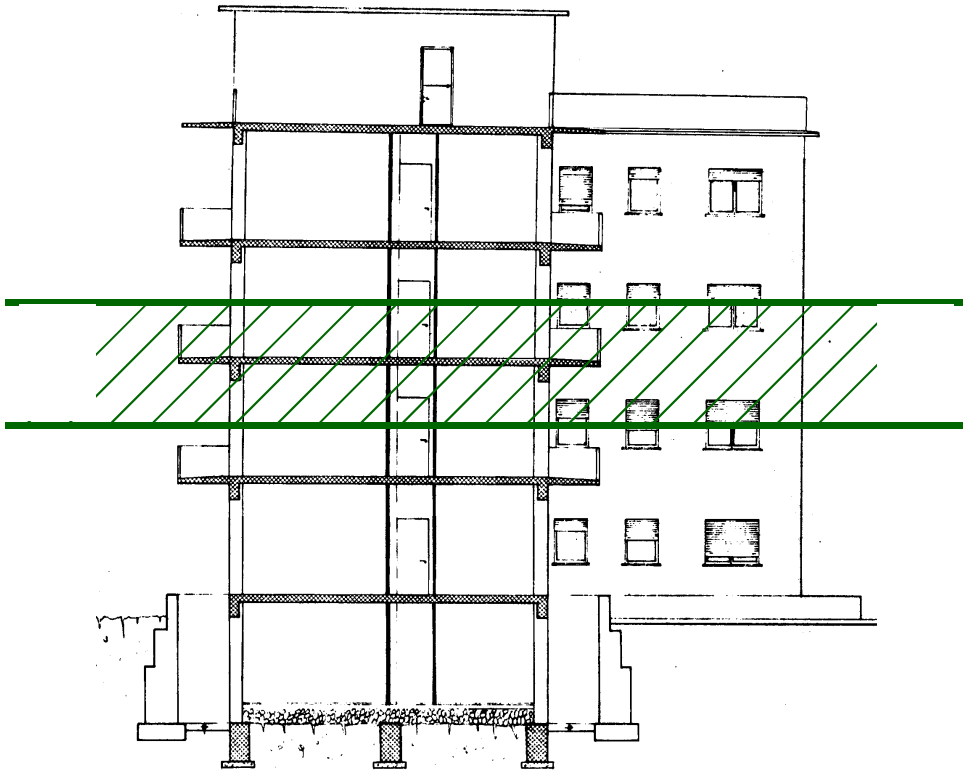
} Già fatto

- Stima delle masse
- Valutazione delle forze per analisi statica
- Ripartizione del taglio tra i pilastri
- Stima del momento flettente nei pilastri
- Stima del momento flettente nelle travi

↓

- Dimensionamento sezioni
- Valutazione rigidezze e nuova stima periodo
- Stima degli spostamenti per SLD
- Eventuali iterazioni

- **Nell'analisi simica un dato importante sono le masse presenti, perché l'entità dell'azione sismica è proporzionata a queste**
- **Il grosso delle masse è a livello impalcato; in genere si considerano quindi le masse come tutte applicate a livello degli impalcati**



le masse che si sviluppano lungo l'altezza (pilastri, tamponature, tramezzi) devono essere riportate agli impalcati inferiore e superiore

- **In un edificio in cemento armato con struttura intelaiata il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media compresa tra 8 e 11 kN/m²**

- **Una valutazione di prima approssimazione del peso delle masse a ciascun piano può essere ottenuta moltiplicando la superficie totale dell'impalcato per 10 kN/m² (9 kN/m² in copertura, per la minore incidenza delle tamponature). Nell'esempio:**

Impalcato	Superficie m^2	Incidenza kN/m^2	Peso kN
Torrino + V	379.9	9.0	3419
IV, III, II	323.5	10.0	3235
I	263.2	10.0	2632

Peso totale = 15756 kN

- **In un edificio in cemento armato con struttura intelaiata il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media compresa tra 8 e 11 kN/m²**

- **Se le masse sono calcolate in maniera rigorosa è sempre utile calcolare l'incidenza a m² per valutare l'affidabilità del calcolo svolto. Nell'esempio:**

Impalcato	Peso kN	Superficie m^2	Incidenza kN/m^2
Torrino + V	3071.9	379.9	8.09
IV, III, II	3285.3	323.5	10.16
I	2915.6	263.2	11.08

Peso totale = 15843.4 kN

L'effetto del sisma può essere valutato con facilità mediante l'analisi statica

Taglio alla base

$$V_b = 0.85 \sum_{i=1}^{n} m_i \; S_d(T_1) =$$

$$= 0.85 \times 15756 \times 0.119 = 1593.7 \text{ kN}$$

Forza al piano

$$F_k = \frac{m_k \; z_k}{\sum_{i=1}^{n} m_i \; z_i} V_b$$

L'effetto del sisma può essere valutato con facilità mediante l'analisi statica

$$F_k = \frac{m_k \; z_k}{\sum_{i=1}^{n} m_i \; z_i} V_b$$

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
5+torrino	3419	16.40	56072	549.6	549.6
4	3235	13.20	42702	418.6	968.2
3	3235	10.00	32350	317.1	1285.3
2	3235	6.80	21998	215.6	1500.9
1	2632	3.60	9475	92.9	1593.8
somma	15756		162597		

Per stimare l'effetto delle forze orizzontali:

1. **Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano"; se necessario, incrementarlo per tener conto dell'eccentricità propria del sistema**

2. **Valutare il momento nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di *M***

3. **Valutare il momento nelle travi, dall'equilibrio dei nodi**

4. **Valutare il ΔN nei pilastri, dal taglio nelle travi**

5. **Incrementare i momenti per tenere conto di:**
   - **eccentricità accidentale**
   - **effetto combinato delle diverse componenti**
   - **gerarchia delle resistenze per i pilastri**

1. **Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano" (pilastri allungati nella direzione del sisma e collegati con una trave emergente)**

Nella fase iniziale di dimensionamento conviene (in genere) pensare di assegnare la stessa sezione a tutti i pilastri di uno stesso piano

Poiché non si conosce ancora la sezione dei pilastri e delle travi si può pensare che il sisma si a portato dai pilastri "che contano" cioè quelli di coltello e con travi emergenti

In alternativa (e in particolare nel caso di sole travi a spessore) si può considerare come pilastro base quello di coltello con due travi emergenti e stimare la rigidezza degli altri come aliquota di questa ("pilastri equivalenti")

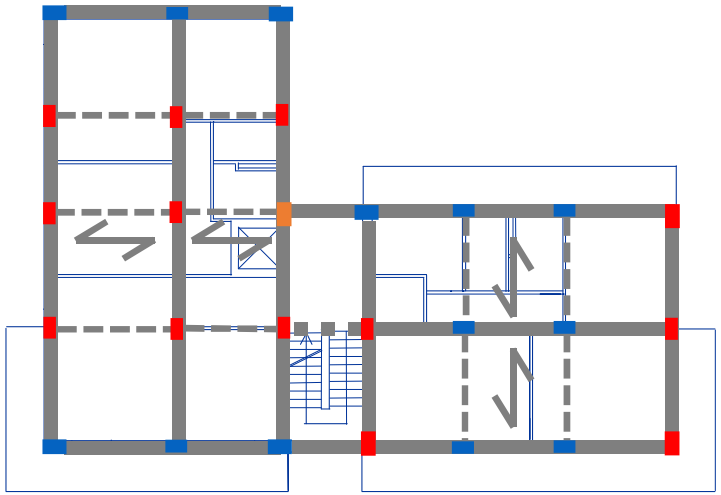
1. **Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano" (pilastri allungati nella direzione del sisma e collegati con una trave emergente)**

In fasi successive, una volta dimensionate le sezioni di travi e pilastri si può stimare con maggior precisione la rigidezza dei singoli pilastri e quindi ripartire il taglio in base a questa rigidezza

In alcuni casi questa maggior precisione porta a risultati diversi, ma spesso le differenze sono minime ed il maggior onere del calcolo è poco utile perché non comporta vantaggi

1. **Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano" (pilastri allungati nella direzione del sisma e collegati con una trave emergente)**

Piano	Taglio globale (kN)
5	549.6
4	968.2
3	1285.3
2	1500.9
1	1593.8



I pilastri (tutti uguali) sono:
13 allungati in direzione x
14 allungati in direzione y

Ripartisco il taglio globale tra 13 pilastri (direzione x)

1. **Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano" (pilastri allungati nella direzione del sisma e collegati con una trave emergente)**

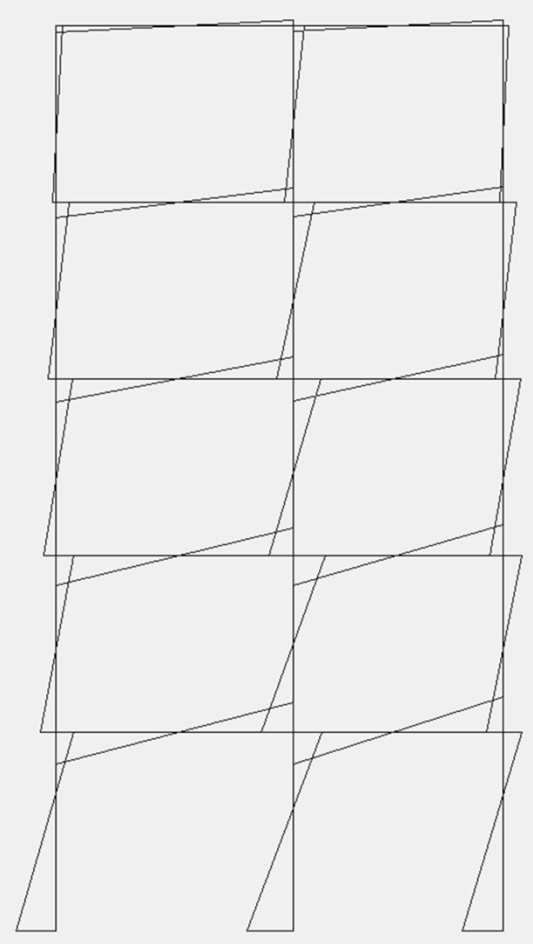
Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)
5	549.6	42.3
4	968.2	74.5
3	1285.3	98.9
2	1500.9	115.5
1	1593.8	122.6

In eventuali iterazioni posso ripartire in base alle rigidezze calcolate separatamente per ciascun pilastro

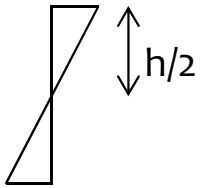
Avrò una precisione maggiore, ma con più fatica

Ritengo che non vi siano rilevanti rotazioni per effetto dell'eccentricità propria del sistema, quindi ritengo corretti questi valori

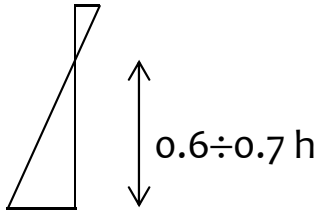
2. **Valutare il momento flettente nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di M**



Tipico diagramma di M per effetto di forze orizzontali



ai piani superiori

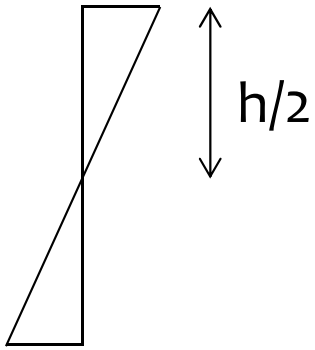


al primo ordine

2. **Valutare il momento flettente nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di M**

ai piani superiori

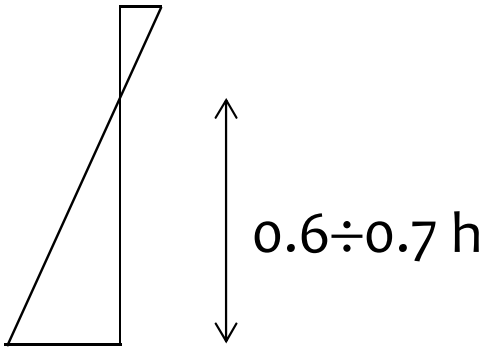
$M = 0.5\ V\ h$



$M = 0.5\ V\ h$

al primo ordine

$M_{testa} = 0.4\ V\ h$



$M_{piede} = 0.6\ V\ h$

(oppure 0.7 V h)

2. **Valutare il momento flettente nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di M**

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)
5	549.6	42.3	67.6
4	968.2	74.5	119.2
3	1285.3	98.9	158.2
2	1500.9	115.5	184.7
1 testa	1593.8	122.6	176.5
piede			264.8

M = V h /2

M = V 0.4 h

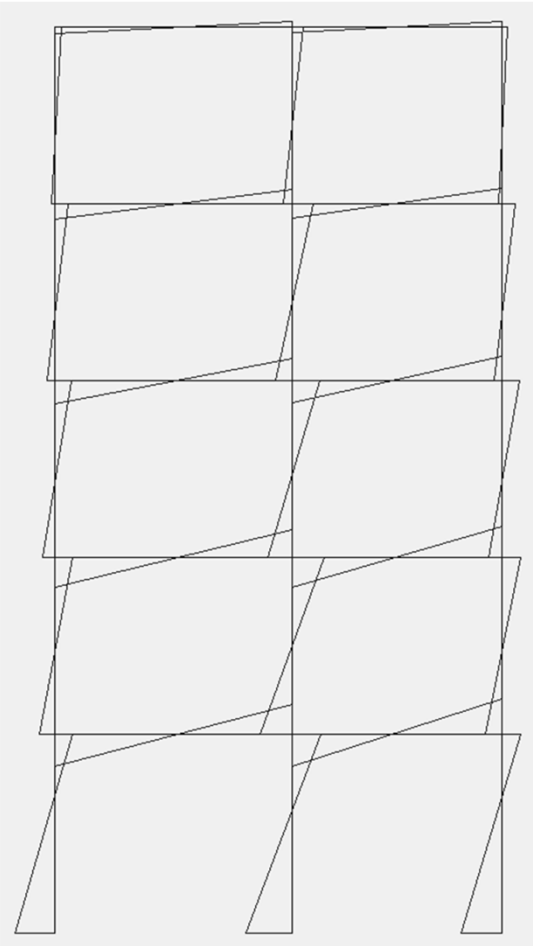
M = V 0.6 h

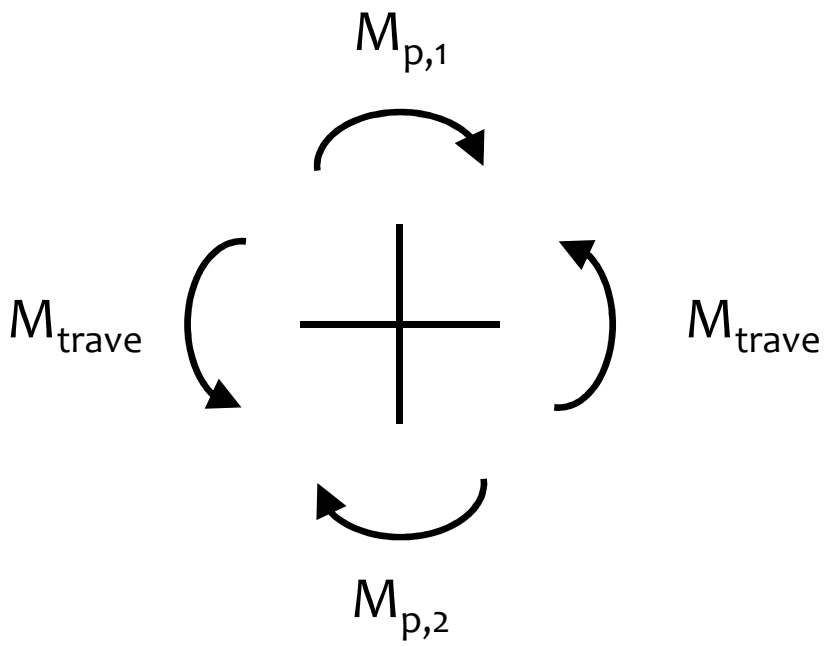
2. **Valutare il momento flettente nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di M**

Pilastri con una sola trave emergente:

- **Può essere utile ricordare già in questa fase che i pilastri con una sola trave emergente sono meno rigidi (60-80%) e quindi avranno momenti flettenti minori**
- **Per questi pilastri diventa rilevante anche la variazione di sforzo normale indotto dal taglio della trave (per pilastri con due travi emergenti i tagli delle due travi si bilanciano)**

3. **Valutare il momento flettente nelle travi, dall'equilibrio dei nodi (nei nodi interni)**

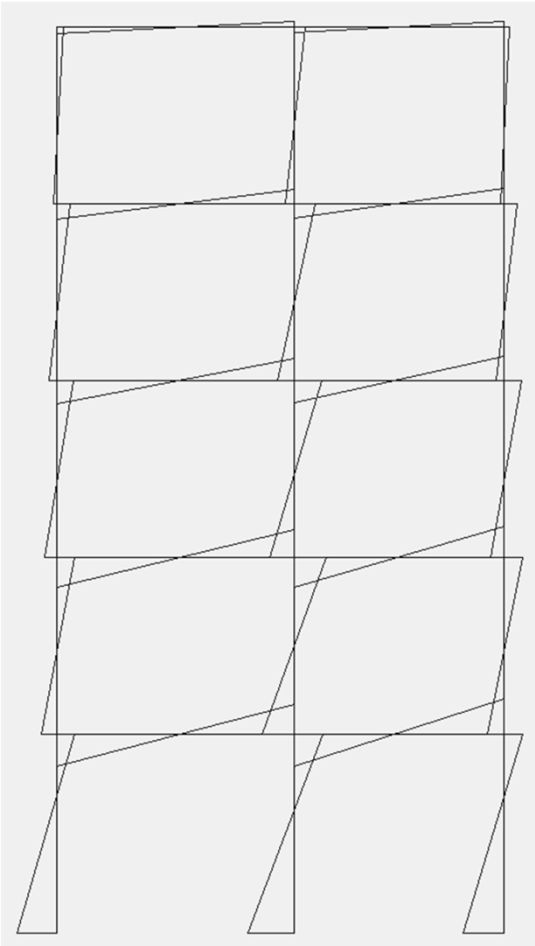


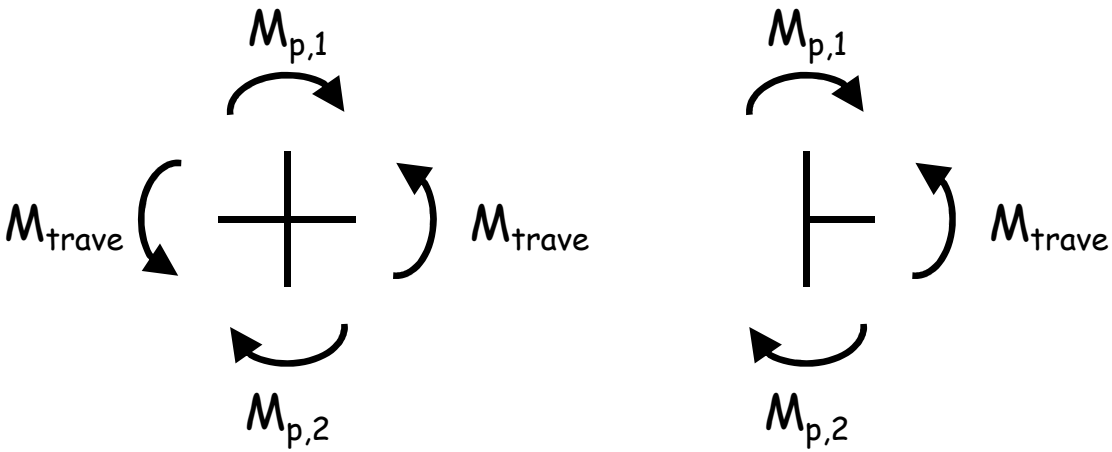


Per l'equilibrio:

$$M_{trave} = \frac{M_{p,1} + M_{p,2}}{2}$$

3. **Valutare il momento flettente nelle travi, dall'equilibrio dei nodi (nei nodi interni)**





In fasi successive, facendo un calcolo più preciso valutando la rigidezza dei singoli pilastri, si può anche differenziare la situazione per i nodi perimetrali da quella dei nodi interni

FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

3. Valutare il momento flettente nelle travi, dall'equilibrio dei nodi (nei nodi interni)

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	42.3	67.6	33.8
4	968.2	74.5	119.2	93.4
3	1285.3	98.9	158.2	138.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6
piede			264.8	

$M_t = M_{p5}/2$

$M_t = (M_{p5}+M_{p4})/2$

4. Valutare il ΔN nei pilastri

Nei pilastri di estremità (o dove c'è una trave rigida ed una a spessore) nasce un ΔN dovuto al taglio nelle travi

Il taglio può essere stimato, pensando a momenti uguali ed opposti ai due estremi della trave, come

$$V_{trave} = \frac{2\ M_t}{l_{trave}}$$

Il ΔN ad un ordine è la somma dei tagli delle travi sovrastanti

$$\Delta N_{pil,n} = \sum_{i=n}^{N} V_{trave,i}$$

FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

4. Valutare il ΔN nei pilastri

$V_{t,5}=2\ M_{t,5}/l$

l_{trave} = 4.10 m

$\Delta N = V_{t,5}$

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	ΔN pilastro (kN)
5	549.6	42.3	67.6	33.8	16.5
4	968.2	74.5	119.2	93.4	62.0
3	1285.3	98.9	158.2	138.7	129.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5	213.4
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6	301.5
piede			264.8		

$\Delta N = V_{t,5} + V_{t,4}$

Riepilogo dei valori

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	ΔN pilastro (kN)
5	549.6	42.3	67.6	33.8	16.5
4	968.2	74.5	119.2	93.4	62.0
3	1285.3	98.9	158.2	138.7	129.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5	213.4
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6	301.5
piede			264.8		

Questi valori dovrebbero corrispondere a quelli forniti dal calcolo (analisi statica)

FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

Riepilogo dei valori

- **I valori mostrati sono stati calcolati facendo riferimento all'asse**

Sisma in direzione x								
		n.pilastri	13					
Risoluzione dello schema base, traslante				pilastro con 2 travi emergenti			trave	
ordine/impalcato	Vi TOT	hi	n.pil	V_{pil}	M_{pil}		M_{tra}	V_{tra}
5 + torrino	549.6	3.20	13	42.3	67.6		33.8	16.5
4	968.1	3.20	13	74.5	119.2		93.4	45.6
3	1285.2	3.20	13	98.9	158.2		138.7	67.6
2	1500.8	3.20	13	115.4	184.7		171.5	83.6
1 testa	1593.7	3.60	13	122.6	176.5		180.6	88.1
1 piede					264.8			

Questi valori dovrebbero corrispondere a quelli forniti dal calcolo (analisi statica)

FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

Riepilogo dei valori

- **I valori mostrati sono stati calcolati facendo riferimento all'asse**
- **Per il dimensionamento è più corretto fare riferimento ai valori al filo trave o filo pilastro**

Riduzione forfetaria del 10%

Valori a filo pilastro/trave				pilastro con 2 travi emergenti			trave	
ordine/impalcato				V_{pil}	M_{pil}	$M_{pil\ ger.res.}$	M_{tra}	V_{tra}
5 + torrino				42.3	60.9		30.4	16.5
4				74.5	107.2		84.1	45.6
3				98.9	142.4		124.8	67.6
2				115.4	166.2		154.3	83.6
1 testa				122.6	158.9		162.6	88.1
1 piede					264.8			

Escluso incastro al piede 1° ordine

Riepilogo dei valori

- **Ho stimato esplicitamente anche i valori per un pilastro di estremità (con una sola trave emergente)**

luce della trave di estremità			
L_{tra}	4.10	m	
pilastro con solo 1 trave emergente			
riduz.	V_{pil}	M_{pil}	ΔN_{pil}
0.6	25.4	40.6	16.5
0.6	44.7	71.5	62.1
0.6	59.3	94.9	129.7
0.6	69.3	110.8	213.3
0.8	98.1	141.2	301.4
		211.8	

Anche qui, per il dimensionamento, riduzione forfetaria del 10%

M_{pil}
36.5
64.3
85.4
99.7
127.1
211.8

Questi valori dovrebbero corrispondere a quelli forniti dal calcolo (analisi statica)

5. **Incrementare i momenti per tenere conto di:**
   - **eccentricità accidentale**
   - **effetto combinato delle diverse componenti**
   - **gerarchia delle resistenze per i pilastri**

Se la struttura è sufficientemente rigida torsionalmente, per tener conto dei primi due può essere sufficiente incrementare del 20%

Questo valore dell'incremento (20%) si riferisce solo ai telai più eccentrici e può essere dosato opportunamente per quelli meno eccentrici

FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

5. **Incrementare i momenti per tenere conto di:**
   - **eccentricità accidentale**
   - **effetto combinato delle diverse componenti**
   - **gerarchia delle resistenze per i pilastri**

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	ΔN pilastro (kN)
5	549.6	42.3	60.9	30.4	16.5
4	968.2	74.5	107.2	84.1	62.0
3	1285.3	98.9	142.4	124.8	129.7
2	1500.9	115.5	166.2	154.4	213.4
1 testa	1593.8	122.6	158.9	162.5	301.5
piede			264.8		

Questo incremento si riferisce solo ai telai più eccentrici e deve essere dosato in misura diversa per quelli meno eccentrici

5. **Incrementare i momenti per tenere conto di:**
   - **eccentricità accidentale**
   - **effetto combinato delle diverse componenti**
   - **gerarchia delle resistenze per i pilastri** +20%

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	ΔN pilastro (kN)
5	549.6	50.7	73.1	36.5	19.8
4	968.2	89.4	128.7	100.9	74.5
3	1285.3	118.6	170.8	149.8	155.6
2	1500.9	138.5	199.5	185.2	256.0
1 testa	1593.8	147.1	190.7	195.0	361.8
piede			317.7		

Questo incremento si riferisce solo ai telai più eccentrici e deve essere dosato in misura diversa per quelli meno eccentrici

5. **Incrementare i momenti per tenere conto di:**
   - **eccentricità accidentale**
   - **effetto combinato delle diverse componenti**
   - **gerarchia delle resistenze per i pilastri**

La gerarchia delle resistenze (o progettazione in capacità) è indispensabile per garantire un meccanismo di collasso molto duttile.
A rigore, dovrebbe essere presa in considerazione solo dopo aver armato le travi

In via approssimata si possono aumentare le sollecitazioni nei pilastri (esclusa la sezione al piede del 1° ordine), moltiplicandole per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD"A"
(anche per CD "B", con le modifiche delle NTC18)

5. **Incrementare i momenti per tenere conto di:**
   - **eccentricità accidentale**
   - **effetto combinato delle diverse componenti**
   - **gerarchia delle resistenze per i pilastri**

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	ΔM
5	549.6	50.7	73.1	36.5	
4	968.2	89.4	128.7	100.9	
3	1285.3	118.6	170.8	149.8	
2	1500.9	138.5	199.5	185.2	
1 testa	1593.8	147.1	190.7	195.0	
piede			317.7		

Questi valori vanno incrementati per garantire un meccanismo di collasso globale

Le NTC18 (punto 7.2.2) impongono gerarchia delle resistenze anche per CD"B", con la stessa sovraresistenza della CD"A" (1.3)

5. **Incrementare i momenti per tenere conto di:**
   - **eccentricità accidentale**
   - **effetto combinato delle diverse componenti**
   - **gerarchia delle resistenze per i pilastri**

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	ΔM
5	549.6	50.7	109.6	36.5	
4	968.2	89.4	193.0	100.9	
3	1285.3	118.6	256.3	149.8	
2	1500.9	138.5	299.2	185.2	
1 testa	1593.8	147.1	286.0	195.0	
piede			317.7		

Moltiplicati per 1.5

5. **Incrementare i momenti per tenere conto di:**
   - **eccentricità accidentale**
   - **effetto combinato delle diverse componenti**
   - **gerarchia delle resistenze per i pilastri**

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	ΔN pilastro (kN)
5	549.6	50.7	109.6	36.5	19.8
4	968.2	89.4	193.0	100.9	74.5
3	1285.3	118.6	256.3	149.8	155.6
2	1500.9	138.5	299.2	185.2	256.0
1 testa	1593.8	147.1	286.0	195.0	361.8
piede			317.7		

Questi valori dovrebbero corrispondere ai massimi forniti dal calcolo, includendo tutte le indicazioni di normativa

- **In direzione y ho un numero diverso di pilastri "che contano"(14 anziché 13) ma la differenza è modesta: ho ripetuto il calcolo ma si può ritenere che i risultati non cambino**

- **Nel mio esempio c'è però la possibilità che lo schema non sia ben bilanciato. Ciò comporterebbe:**
  - La necessità di aumentare le sollecitazioni in un lato dell'edificio (in questo caso il destro)
  - La necessità di considerare la struttura non regolare in pianta e ridurre leggermente q

Ma in questi casi è opportuno ridimensionare la struttura per evitare o almeno ridurre la rotazione

Dimensionamento

- **Le caratteristiche di sollecitazioni prodotte dal sisma, così stimate, possono essere utilizzate per dimensionare le sezioni di travi e pilastri (sommandole all'effetto dei carichi verticali)**

- **In momenti successivi, dopo aver effettuato il calcolo con un apposito programma, i valori che si otterranno devono essere confrontati con quelli previsti:**
  - **Una buona corrispondenza consente la validazione del calcolo**
  - **Eventuali differenze rilevanti possono essere segno di errori nel calcolo, che lo renderebbero "non validato"**

- **Le caratteristiche di sollecitazioni prodotte dal sisma, così stimate, possono essere utilizzate per dimensionare le sezioni di travi e pilastri (sommandole all'effetto dei carichi verticali)**

- **Io in genere inizio a dimensionare le sezioni delle travi**
  Voglio che quelle dei pilastri siano maggiori di quelle delle travi, per questo devo prima dimensionare le travi
- **Comincio guardando i valori del momento flettente ai piani inferiori, ove sono maggiori, e da questo posso scegliere la sezione**
  (senza esagerare con le dimensioni per non essere costretto ad aumentare anche le sezioni dei pilastri)
- **Successivamente vedo se e come ridurre le sezioni ai piani superiori**

- **Completate le travi passo ai pilastri…**

- **I momenti flettenti provocati dal sisma sono massime ai piani inferiori (non necessariamente al primo, spesso anche al secondo) e si mantengono abbastanza elevati anche nei piani centrali**
- **Non dimentichiamo che nei telai più eccentrici avremo per effetto del sisma valori maggiori (fino al 20% in più rispetto ai telai centrali) per effetto di eccentricità accidentale ed effetto del sisma nella direzione ortogonale**

Piano	Momento trave (kNm)
5	36.5
4	100.9
3	149.8
2	185.2
1	195.0

Nota: sto considerando i valori moltiplicati per 1.2 cioè includendo l'effetto dell'eccentricità perché c'è una trave perimetrale molto caricata; per le travi centrali questo effetto non c'è

- **I momenti flettenti provocati dal sisma sono massime ai piani inferiori (non necessariamente al primo, spesso anche al secondo) e si mantengono abbastanza elevati anche nei piani centrali**
- **Non dimentichiamo che nei telai più eccentrici avremo per effetto del sisma valori maggiori (fino al 20% in più rispetto ai telai centrali) per effetto di eccentricità accidentale ed effetto del sisma nella direzione ortogonale**

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{q\ L^2}{10} = \frac{33 \times 4.20^2}{10} \cong 60\ \mathrm{kNm}$$

Momento per azione sismica $M = 195\ \mathrm{kNm}$

Nota: ho incluso l'effetto dell'eccentricità perché c'è una trave perimetrale molto caricata; per le travi centrali questo effetto non c'è

Momento massimo, totale $M = 60 + 195 = 255\ \mathrm{kNm}$

- **Con più precisione: M_{max} = 232 kNm**

Travi emergenti		(le travi a spessore sono verificate per soli carichi verticali)							
trave	18	19		impalcato	1		direzione	x	
sisma	M =	162.6	kNm	moltipl.ecc.	1.00	perché la trave è vicina al baricentro			
car.vert.	M =	60.0	kNm	porta due campate di solaio					
TOT	MEd =	222.6	kNm						
trave	20	27		impalcato	1		direzione	y	
sisma	M =	181.1	kNm	moltipl.ecc.	1.20	perché la trave è molto lontana dal baricentro			
car.vert.	M =	30.0	kNm	al piano terra è quasi scarica					
TOT	MEd =	211.1	kNm						
trave	20	27		impalcato	2		direzione	y	
sisma	M =	171.9	kNm	moltipl.ecc.	1.20	perché la trave è molto lontana dal baricentro			
car.vert.	M =	60.0	kNm	porta sbalzo laterale					
TOT	MEd =	231.9	kNm	necessaria 30x60		oppure 30x50 molto sollecitata			
trave	20	27		impalcato	4		direzione	y	
sisma	M =	93.7	kNm	moltipl.ecc.	1.20	perché la trave è molto lontana dal baricentro			
car.vert.	M =	60.0	kNm	porta sbalzo laterale					
TOT	MEd =	153.7	kNm	basterebbe 30x50					

- **Sulla base del momento flettente previsto posso definire la dimensione della sezione**

Dati:

Sezione rettangolare

b = 30 cm

h = da determinare

c = 4 cm

M_{Ed} = 232 kNm

Calcestruzzo f_{ck} = 30 MPa

Calcolo dell'altezza utile:

$$d = r\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.018\sqrt{\frac{232}{0.30}} = 0.50 \text{ m}$$

h_{min} = d+c = 54 cm

sezione: 30x60

oppure 30x50
molto forzata

- **Sulla base del momento flettente previsto posso definire la dimensione della sezione**
- **Definisco poi le sezioni ai piani superiori, dove il momento flettente è significativamente minore**

Piano	Momento trave (kNm)
5	36.5
4	100.9
3	149.8
2	185.2
1	195.0

È possibile ridurre le sezioni, ma avere travi rigide limita gli spostamenti della struttura

La riduzione sarebbe necessaria se le sezioni fossero eccessive

Nel mio caso, mantengo 30x60 al 4° impalcato, passo a 30x50 al 5°

- **Completate le travi passo ai pilastri…**

- **Anche per questi inizio a guardare le caratteristiche di sollecitazioni M ed N ai piani inferiori**

Piano	Momento pilastro (kNm)
5	109.6
4	193.0
3	256.3
2	299.2
1 testa	286.0
piede	317.7

Nota: sto considerando i valori includendo l'effetto dell'eccentricità, perché i pilastri perimetrali ne risentono sicuramente

Ho anche considerato forfetariamente l'effetto della gerarchia di resistenza pilastro-trave per tutte le sezioni (tranne alla base)

- **Completate le travi passo ai pilastri…**

- **Anche per questi inizio a guardare le caratteristiche di sollecitazioni M ed N ai piani inferiori**

Piano	Momento pilastro (kNm)	Pilastro d'angolo (kNm)
5	109.6	65.7
4	193.0	115.8
3	256.3	153.8
2	299.2	179.5
1 testa	286.0	228.8
piede	317.7	254.2

I pilastri d'angolo hanno momenti flettenti leggermente minori

- **Completate le travi passo ai pilastri…**

- **Includo anche i valori dello sforzo normale N da carichi verticali e la variazione di N indotta dal sisma**

Piano	Momento pilastro (kNm)	Pilastro d'angolo (kNm)	Sforzo normale (kN)	ΔN da sisma (kN)
5	109.6	65.7	77 ÷ 253	± 19.8
4	193.0	115.8	154 ÷ 451	± 74.5
3	256.3	153.8	231 ÷ 649	± 155.6
2	299.2	179.5	308 ÷ 847	± 256.0
1 testa	286.0	228.8	385 ÷ 1045	± 361.8
piede	317.7	254.2		

- **Completate le travi passo ai pilastri…**

- **Includo anche i valori dello sforzo normale N da carichi verticali e la variazione di N indotta dal sisma**

Piano	Momento pilastro (kNm)	Pilastro d'angolo (kNm)	Sforz norma (kN)	
5	109.6	65.7	77 ÷ 2	
4	193.0	115.8	154 ÷ 4	
3	256.3	153.8	231 ÷ 649	± 155.6
2	299.2	179.5	308 ÷ 847	± 256.0
1 testa	286.0	228.8	385 ÷ 1045	± 361.8
piede	317.7	254.2		

Coppie M-N più gravose

M = 229 kNm

N_{min} = 24 kN

M = 317 kNm

N_{max} = 1407 kN

FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

- **Con più precisione – al piede del primo ordine**

Pilastri												
pilastro	2			ordine	1 - piede		direzione	x				
sisma	MEd =	317.8	kNm	moltipl.ecc.	1.20	perché il pilastro è abbastanza lontano dal baricentro						
	ΔN =	0	kN	perché è tra due travi emergenti								
car.vert.	N =	550	kN	perimetrale non d'angolo								
	NEd,min =	550	kN		NEd,max =	550	kN					
pilastro	3			ordine	1 - piede		direzione	x		ha una sola trave emergente		
sisma	MEd =	254.2	kNm	moltipl.ecc.	1.20	perché è abbastanza lontano dal baricen				riduz.tra.		
	ΔN =	362	kN	perché ha una sola trave emergente								
car.vert.	N =	400	kN	d'angolo								
	NEd,min =	38	kN		NEd,max =	762	kN					
pilastro	20			ordine	1 - piede		direzione	y				
sisma	MEd =	295.1	kNm	moltipl.ecc.	1.20	perché il pilastro è abbastanza lontano dal baricentro						
	ΔN =	0	kN	perché è tra due travi emergenti								
car.vert.	N =	550	kN	perimetrale non d'angolo								
	NEd,min =	550	kN		NEd,max =	550	kN					
pilastro	27			ordine	1 - piede		direzione	y		ha una sola trave emergente		
sisma	MEd =	236.1	kNm	moltipl.ecc.	1.20	perché è abbastanza lontano dal baricen				riduz.tra.		
	ΔN =	336	kN	perché ha una sola trave emergente								
car.vert.	N =	400	kN	d'angolo								
	NEd,min =	64	kN		NEd,max =	736	kN					

FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

- **Con più precisione – al secondo ordine**

Pilastri												
pilastro	2			ordine	2		direzione	x				
sisma	MEd =	299.2	kNm	moltipl.ecc.	1.20	perché il pilastro è abbastanza lontano dal baricentro						
	ΔN =	0	kN	perché è tra due travi emergenti								
car.vert.	N =	440	kN	perimetrale non d'angolo								
	NEd,min =	440	kN		NEd,max =	440	kN					
pilastro	3			ordine	2		direzione	x		ha una sola trave emergente		
sisma	MEd =	179.5	kNm	moltipl.ecc.	1.20	perché è abbastanza lontano dal baricen				riduz.tra.		
	ΔN =	256	kN	perché ha una sola trave emergente								
car.vert.	N =	320	kN	d'angolo								
	NEd,min =	64	kN		NEd,max =	576	kN					
pilastro	20			ordine	2		direzione	y				
sisma	MEd =	277.9	kNm	moltipl.ecc.	1.20	perché il pilastro è abbastanza lontano dal baricentro						
	ΔN =	0	kN	perché è tra due travi emergenti								
car.vert.	N =	440	kN	perimetrale non d'angolo								
	NEd,min =	440	kN		NEd,max =	440	kN					
pilastro	27			ordine	2		direzione	y		ha una sola trave emergente		
sisma	MEd =	166.7	kNm	moltipl.ecc.	1.20	perché è abbastanza lontano dal baricen				riduz.tra.		
	ΔN =	238	kN	perché ha una sola trave emergente								
car.vert.	N =	320	kN	d'angolo								
	NEd,min =	82	kN		NEd,max =	558	kN					

FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

Dimensiono le sezioni con i seguenti criteri:

- **Mi baso innanzitutto sul momento flettente**

  Nell'esempio ho momenti superiori a 300 kNm, che richiedono sezioni 30×60 o 30×70

- **Controllo che la tensione media N/A non sia troppo alta**

  Il massimo momento flettente può essere portato per N/A=0.5 ma in genere è meglio una tensione media più bassa

  Considero in genere accettabili tensioni medie tra 0.3 e 0.4 f_{cd}

  La normativa indica limiti maggiori, che mi sembrano eccessivi

  0.55 f_{cd} per classe di duttilità "A"

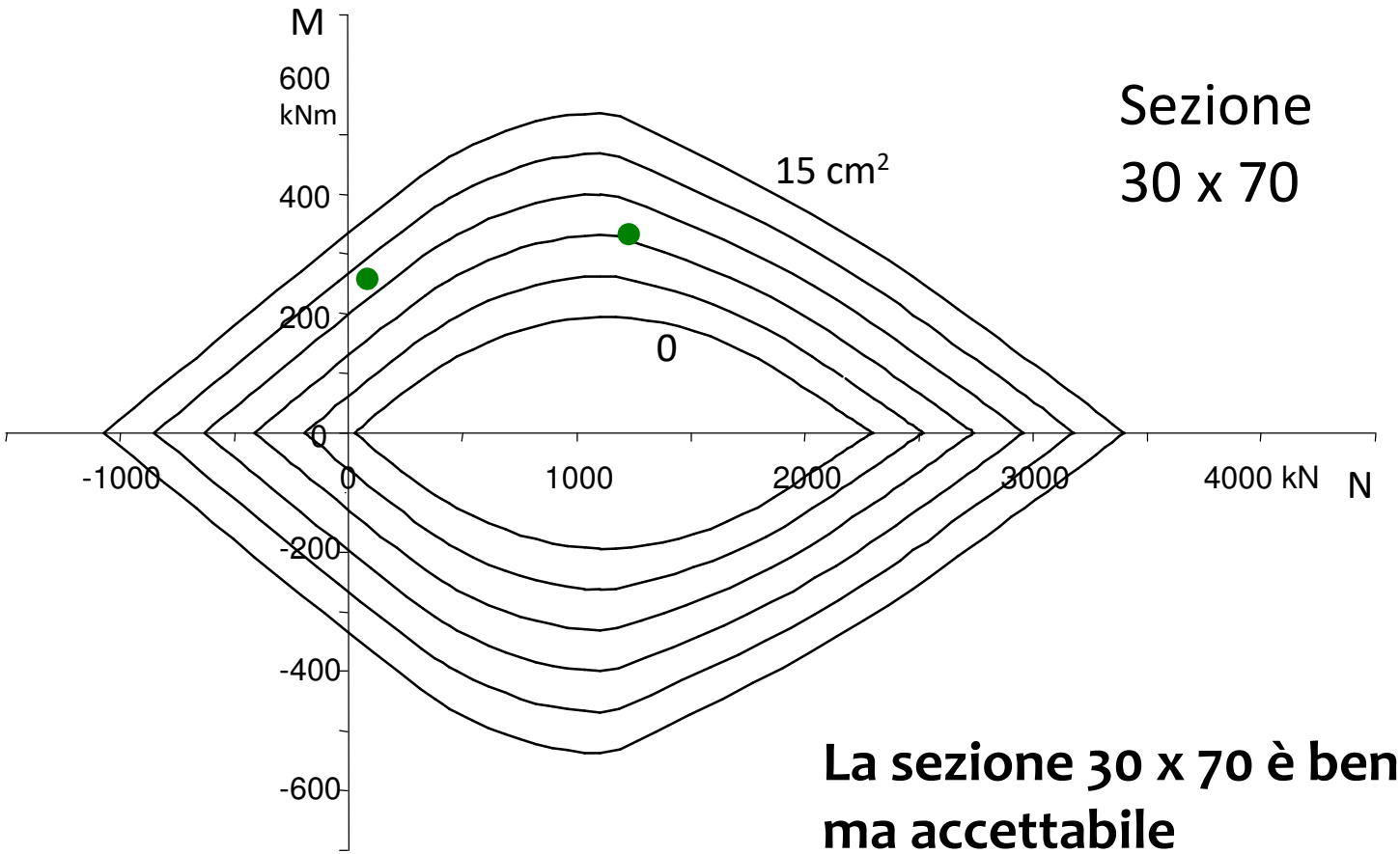
  0.65 f_{cd} per classe di duttilità "B"

  NTC 18, punto 7.4.4.2.1

- **Non uso mai sezioni minori di quelle delle travi**

Controllo se la dimensione che mi sembra accettabile è in grado di portare le coppie M-N previste

Utilizzando il dominio M-N



Sezione
30 x 70

M = 229 kNm
N = 24 kN

M = 317 kNm
N = 1407 kN

occorrono
4 Ø20 per lato

La sezione 30 x 70 è ben armata, ma accettabile

È opportuno usare per i pilastri di uno stesso ordine un numero basso di tipi di sezione

- **Può essere veramente comodo usare un solo tipo di sezione**
- **Se voglio che qualche pilastro non conti proprio ai fini del sisma darò solo a lui una sezione con momento d'inerzia nettamente minore**
- **Se mi occorre che qualche pilastro abbia una sezione maggiore per motivi di tensione media elevata aumenterò la base, non l'altezza, per evitare che abbia momento d'inerzia molto maggiore degli altri**
- **Userò per qualche pilastro una sezione con altezza maggiore solo se è indispensabile avere pilastri significativamente più rigidi**
  Ad esempio se è l'unico modo per ottenere un comportamento bilanciato

Nel mio caso, visto i valori del momento flettente, ho scelto di usare per tutti i pilastri la sezione 30×70

Visto come varia il momento flettente da un piano all'altro, queste sezioni sono necessarie per i primi tre ordini

- **Nel mio esempio, potrei eventualmente variare le dimensioni (o ruotare pilastri) se penso di avere problemi di rotazione in pianta (lato destro deformabile)**

- **È opportuno ridurre gradualmente la sezione andando verso l'alto, ma è importante:**
  - limitare le variazioni di sezione, che sono sempre possibile causa di errori costruttivi
  - evitare forti riduzioni di tutti i pilastri ad uno stesso piano
  - mantenere una dimensione adeguata, non troppo piccola, anche ai piani superiori

Nel mio caso, visto i valori del momento flettente, ho scelto di usare per tutti i pilastri la sezione 30×70

Visto come varia il momento flettente da un piano all'altro, queste sezioni sono necessarie per i primi tre ordini

- **Nel mio esempio, potrei eventualmente variare le dimensioni (o ruotare pilastri) se penso di avere problemi di rotazione in pianta (lato destro deformabile)**

- **Nel mio esempio, potrei ridurre la sezione ai due ordini superiori, ma ho scelto di mantenerla invariata**
  - Tutte le riseghe possono essere causa di errori di esecuzione
  - Ne avrei fatte solo se la sezione fosse troppo grande
  - In ogni caso, ai piani superiori non devo mai utilizzare sezioni minori di quella della trave emergente