

Corso di aggiornamento

# **Evoluzione della normativa: quali effetti su progetto e verifica di edifici in cemento armato?**

Rimini, 27 febbraio 2018

Imola, 28 febbraio 2018

**Aurelio Gheresi**

**4 - Evoluzione della normativa  
(seconda parte)**

# Cosa cambia con le nuove norme?

Aspetti di immediata percezione:

- ✓ Nuova terminologia
- ✓ Nuova organizzazione del testo di alcuni capitoli delle NTC

Aspetti nascosti nel testo:

- Modifiche di regole applicative
- Modifica di coefficienti

Divido questi (soggettivamente) in:

- Aspetti rilevanti, ma che non incidono troppo sulla mia impostazione progettuale
- Aspetti che mi fanno riflettere (e modificare?) la mia impostazione progettuale

Aspetti rilevanti,  
ma che non incidono troppo sulla mia  
impostazione progettuale

# Costruzioni di calcestruzzo

## Paragrafo 4.1

- Cambia la classificazione del calcestruzzo  
scompaiono le classi C28/35 e C32/40  
compare la classe C30/37
- Vengono fornite indicazioni sul calcestruzzo  
confinato (punto 4.1.2.1.2)  
Nelle verifiche si può tener conto del confinamento  
(punto 7.4.1)
- Cambiano i coefficienti suggeriti per la verifica a  
pressoflessione deviata

# Costruzioni di calcestruzzo

## Osservazioni:

- Giusto adeguamento agli Eurocodici
- Sui coefficienti per la pressoflessione deviata si può ancora migliorare

# Azione sismica

## Paragrafo 3.2 - Classificazione dei suoli

- Unico parametro velocità delle onde di taglio  $V_s$  ma può, con giustificata motivazione, essere valutato tramite relazioni empiriche con i risultati di altre prove in sito, come le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche
- Suolo E - profondità del substrato non superiore a 30 m (era 20 m)
- Scompaiono i suoli S1 e S2

# Azione sismica

## Osservazioni:

- Nel tempo, in particolare in alcune regioni, si tende a dare sempre maggiore importanza agli spettri di risposta locali
- È giusto ma
  - Applicando le procedure per ottenerli, per suoli conformi a quelli standard si dovrebbe ottenere lo spettro di normativa
  - Si dovrebbe utilizzare un numero di accelerogrammi tale da rendere stabili i risultati ottenuti

# Progettazione per azioni sismiche

## Criteri generali di progettazione

### Paragrafo 7.2.2

Le costruzioni soggette all'azione sismica devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale non dissipativo
- b) comportamento strutturale dissipativo.

### Paragrafo 7.3.1

- Valori di  $q$  per strutture non dissipative

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1.5$$



# Progettazione per azioni sismiche

## Criteri generali di progettazione

### Paragrafo 7.0

Costruzioni site in zona a bassissima sismicità  
 $a_g S \leq 0.075 g$  (ex zona 4, ora non più citata così):

- Progettazione non dissipativa
- Analisi per forze orizzontali con  $F_h = 0.10 W \lambda$ .

# Progettazione per azioni sismiche

## Criteri generali di progettazione

### Osservazioni:

- La distinzione tra strutture dissipative e non dissipative è importante
- In pratica, un fattore di struttura  $q=1.5$  non lo si nega a nessuno

# Progettazione per azioni sismiche

## Criteri generali - regolarità

### Paragrafo 7.2.1

- Piccole modifiche alla definizione di regolarità in pianta e in altezza
- Chiarimento relativo alla presenza di una struttura scatolare rigida alla base dell'edificio  
(i controlli sulla regolarità possono essere riferiti alla sola struttura sovrastante)

# Progettazione per azioni sismiche

## Criteri generali - regolarità

### Osservazioni:

- Nonostante le modifiche, la parte che concerne la regolarità strutturale non recepisce (nell'impostazione generale ma soprattutto nelle regole applicative) i concetti ben noti nel mondo scientifico

# Progettazione per azioni sismiche

## Analisi e verifica

- Paragrafo 7.3 - Tabella con valori limite di  $q$

Tab. 7.3.I – Limiti su  $q$  e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

# Progettazione per azioni sismiche

## Analisi e verifica

- Paragrafo 7.3 - Lunga tabella con i valori di  $q_0$  per tutte le tipologie

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD" A"	CD" B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

# Progettazione per azioni sismiche

## Analisi e verifica

### Paragrafo 7.3 - Analisi lineare statica:

- Può essere usata per le costruzioni "la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori" (non ha senso il riferimento alla regolarità in altezza)
- Il periodo fondamentale deve essere stimato in funzione dello spostamento  $d$  ottenuto applicando forze orizzontali pari alle masse

$$T_1 = 2 \sqrt{d}$$

(non più in funzione dell'altezza)

# Progettazione per azioni sismiche

## Analisi e verifica

### Paragrafo 7.3 - Criteri di verifica:

- Sono unificati nel paragrafo 7.3.6
- Inserita tabella di riepilogo

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM <sup>(*)</sup>
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG					
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT <sup>(**)</sup>			DUT <sup>(**)</sup>		

- Limiti di rigidezza per SLO (anziché SLD) nel caso di classe III e IV



# Progettazione per azioni sismiche

## Analisi e verifica

### Osservazioni:

- Organizzazione più razionale del testo
- La formula indicata per calcolare il periodo è sicuramente più precisa, ma inutilizzabile ai fini di un dimensionamento iniziale

# Progettazione per azioni sismiche

## Costruzioni di calcestruzzo

### Paragrafo 7.4:

- Possibilità di tener conto del confinamento (7.4.1)
- Limite più restrittivo per costruzioni torsionalmente deformabili (7.4.3)
- Riorganizzazione, più organica, del paragrafo 7.4.4 (travi, pilastri)
- Limiti meno forti nella verifica a taglio dei pilastri (non si tiene conto dell'incremento da gerarchia flessionale travi-pilastri)

# Progettazione per azioni sismiche

## Costruzioni di calcestruzzo

### Osservazioni:

- Modifiche modeste
- La revisione della gerarchia taglio-flessione per i pilastri evita il cumularsi di più coefficienti cautelativi

# Progettazione per azioni sismiche

## Criteri generali - fondazioni

### Paragrafo 6.4.2.1 - Fondazioni superficiali

- Ad esclusione della verifica di stabilità globale, tutte le verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio2
  - Quindi per il calcolo del carico limite non si può più usare l'Approccio 1

# Progettazione per azioni sismiche

## Criteri generali - fondazioni

### Paragrafo 7.2.5

- Azioni sulle fondazioni scelte liberamente tra:
  - valori ottenuti ipotizzando un comportamento non dissipativo (sostituisce il riferimento a  $q=1$ )
  - valori derivanti dalla capacità di resistenza a flessione dei pilastri
  - valori di calcolo incrementati mediante  $\gamma_{Rd}$
- Scompare la frase "le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico"
- Si parla esplicitamente di zone dissipative (cerniere plastiche) nei pali

# Progettazione per azioni sismiche

## Criteri generali - fondazioni

### Paragrafo 7.2.6

- La domanda sismica può essere valutata considerando gli effetti di interazione terreno-struttura, ma:  
"la risultante globale di taglio e sforzo normale trasmessa all'estradosso della fondazione della costruzione deve essere almeno pari al 70 % di quella ottenuta da identico modello strutturale con vincoli fissi all'estradosso della fondazione e con input sismico corrispondente allo spettro di risposta per sottosuolo tipo A"

# Progettazione per azioni sismiche

## Criteri generali - fondazioni

### Osservazioni:

- Si abbandona in alcuni casi la pluralità di approcci
- Si limita la possibilità di sfruttare l'interazione terreno-struttura per ridurre le azioni sismiche sulla struttura

# Costruzioni esistenti

## Analisi e verifica, paragrafo 7.3

Analisi statica non lineare:

- Vengono eliminate le limitazioni all'uso dell'analisi statica non lineare, prima presenti
- Non sono più precisati gli scopi e i casi in cui si utilizza

È un ulteriore passo verso la diffusione di tale analisi, sicuramente molto importante, in particolare nella verifica di strutture esistenti



# Costruzioni esistenti

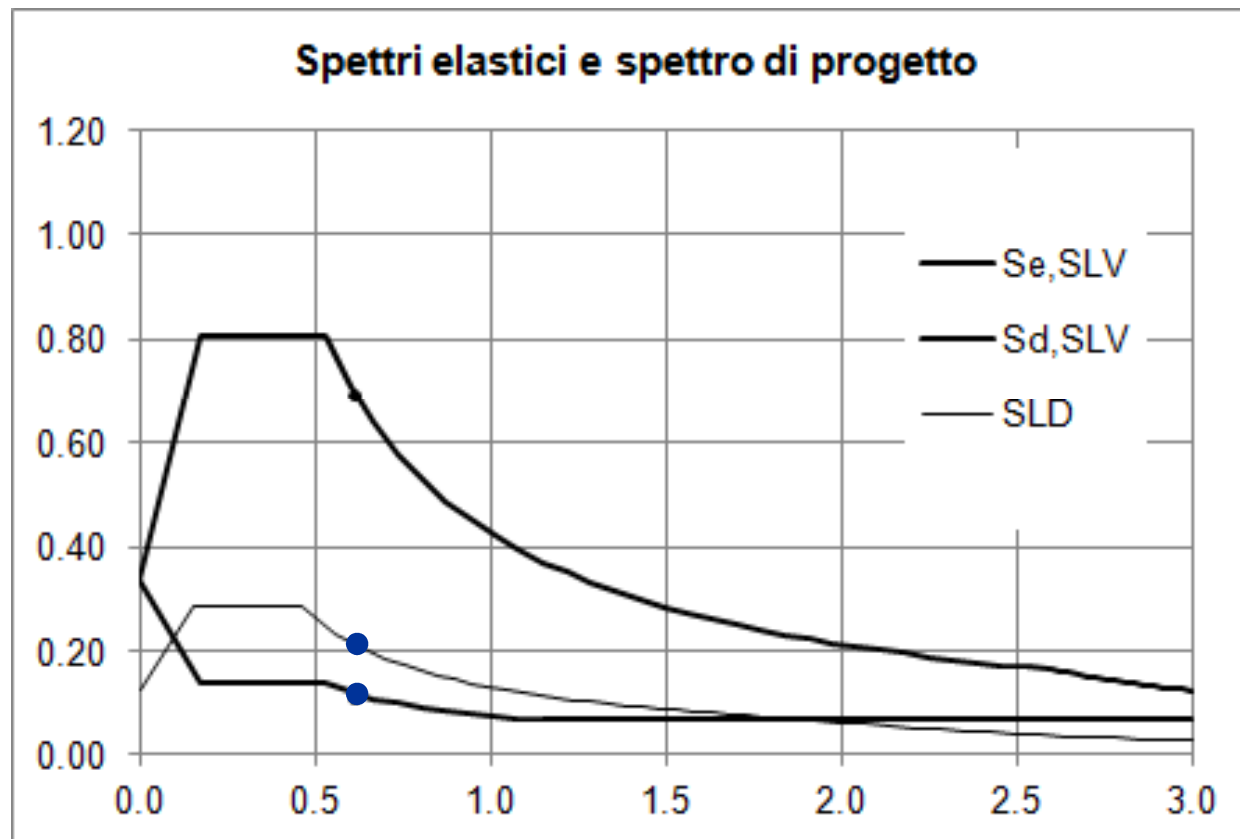
## capitolo 8

- Lungo dibattito:  
agli edifici esistenti deve essere richiesto lo stesso grado di sicurezza previsto per le nuove costruzioni?
- Proposta (rientrata):  
ridurre la vita nominale degli edifici esistenti
- Introduzione di un coefficiente  $\zeta_E$ , definito come "il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione"

Aspetti che mi fanno riflettere  
(e modificare?) la mia impostazione  
progettuale

# Considerazioni sugli spettri

- 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



# Considerazioni sugli spettri

- 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
- Questo implica che già per lo SLD vi siano danni strutturali ...  
... ma un danno strutturale modesto si può ritenere accettabile (un fattore  $q = 1.5$  non lo si nega a nessuno)

# Considerazioni sugli spettri

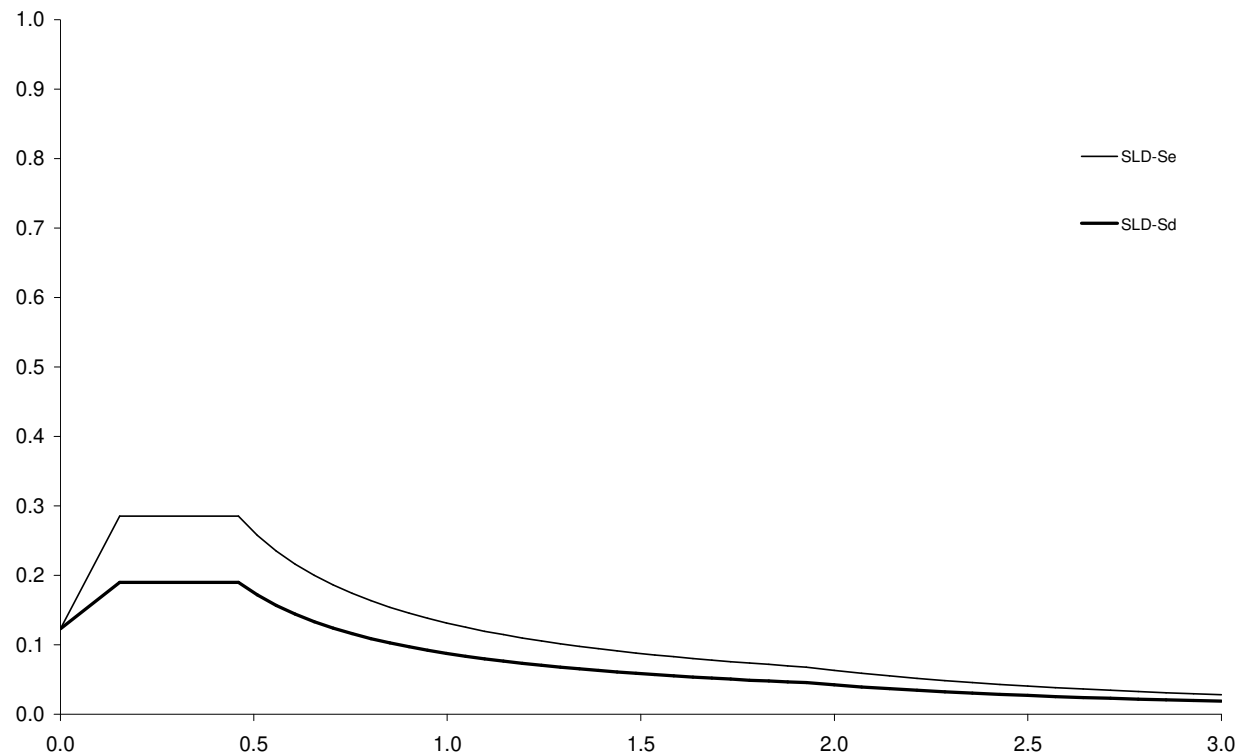
Paragrafo 3.2.3.5 e 7.3

- Viene inserito un fattore di struttura anche per lo stato limite di danno SLD  
 $q \leq 1.5$

Questa modifica 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  $q \leq 1.5$

# Considerazioni sugli spettri

- Viene inserito un fattore di struttura anche per lo stato limite di danno SLD  
 $q \leq 1.5$



# Considerazioni sugli spettri

## fattore di struttura per SLV

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento  $q$  tali che sia  $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$

Spettro di risposta di progetto per gli stati limite di danno (SLD), di Salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso ... le ordinate ridotte ... con  $1/q$

Nuove NTC, punto 3.2.3.5

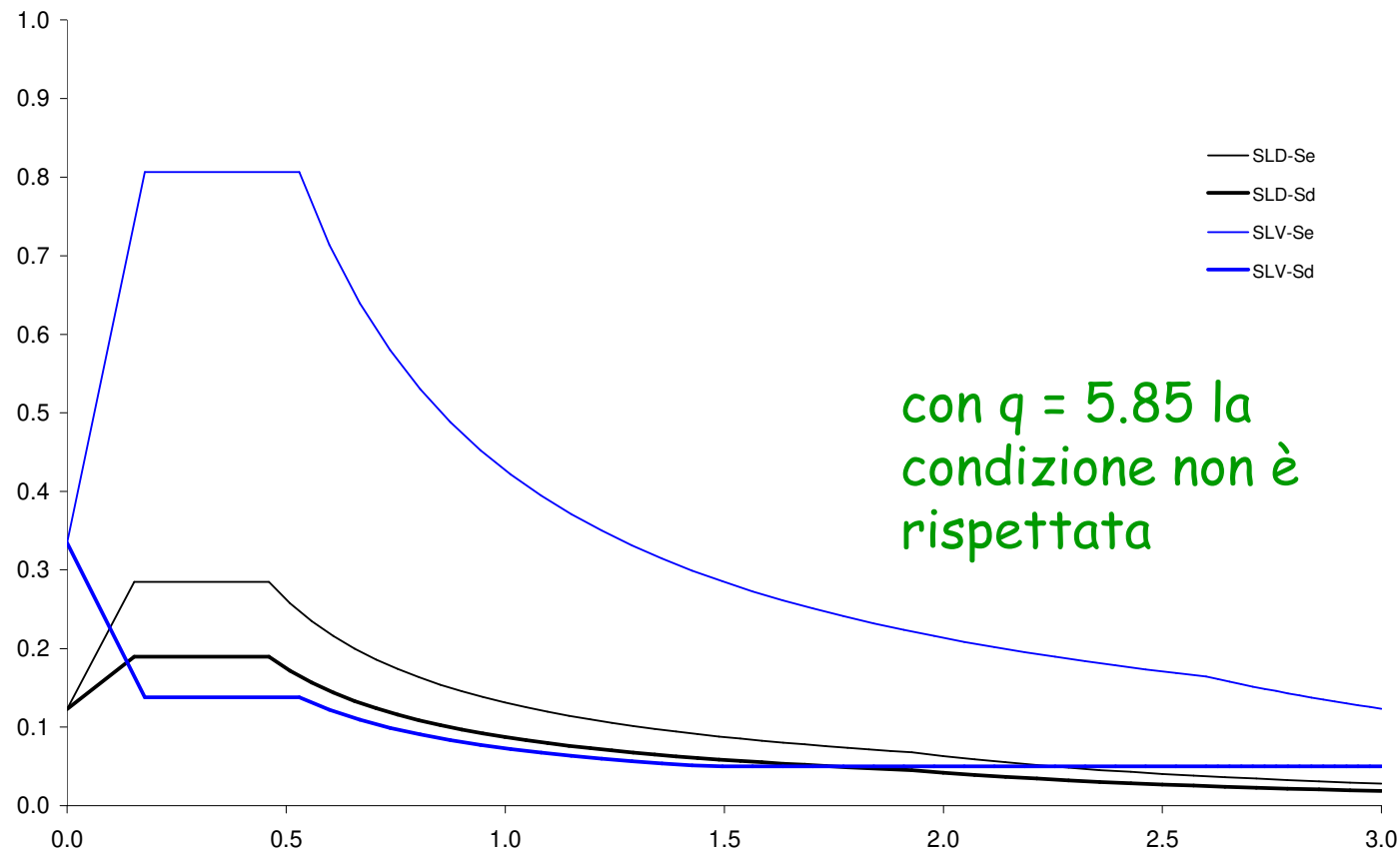
Qualora la domanda di resistenza allo SLV risulti inferiore a quella allo SLD, si può scegliere di progettare la capacità di resistenza sulla base della domanda allo SLD invece che allo SLV. In tal caso il fattore di comportamento allo SLV deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto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

Nuove NTC, punto 7.3.1

# Considerazioni sugli spettri

## fattore di struttura per SLV

- Viene suggerito (... si può ...) di scegliere valori del fattore di comportamento  $q$  tali che sia  $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$





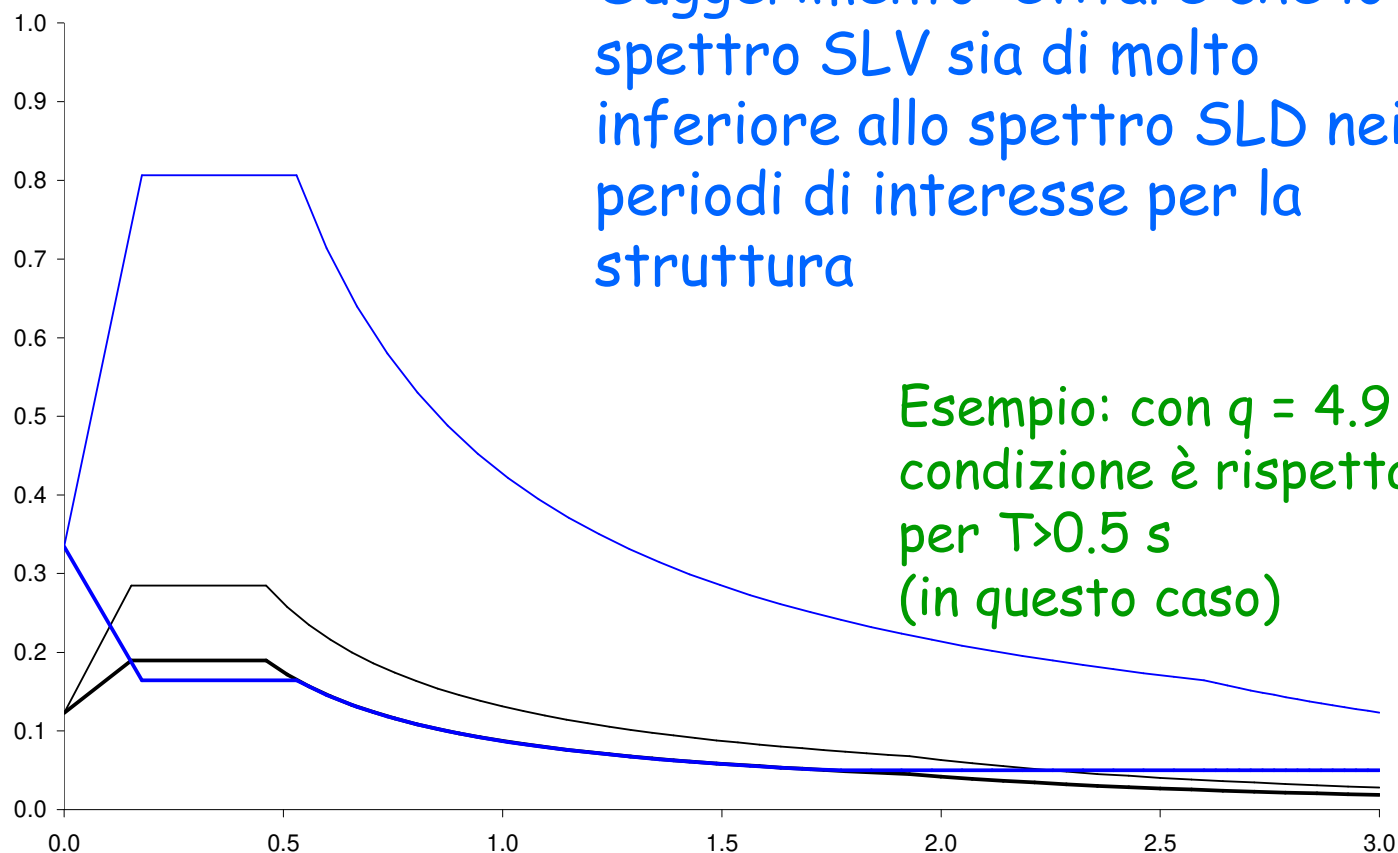
# Considerazioni sugli spettri

## fattore di struttura per SLV

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento  $q$  tali che sia  $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$

Suggerimento: evitare che lo spettro SLV sia di molto inferiore allo spettro SLD nei periodi di interesse per la struttura

Esempio: con  $q = 4.9$  la condizione è rispettata per  $T > 0.5$  s (in questo caso)



# Considerazioni sugli spettri

## fattore di struttura per SLV

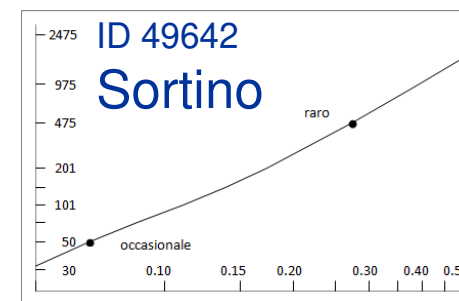
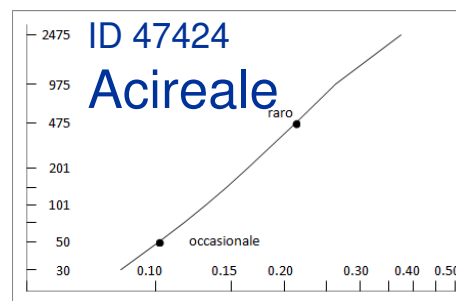
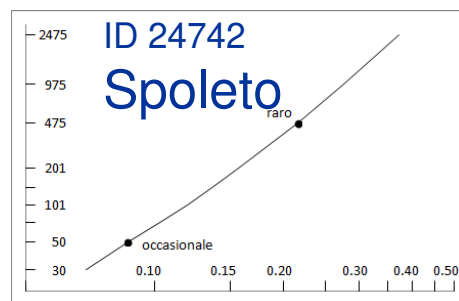
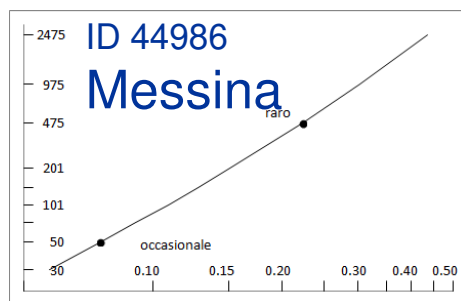
Il rapporto tra le ordinate spettrali di SLV e SLD

- In una impostazione tradizionale (usata da EC8) è costante e pari a 2.5
- Nell'impostazione della normativa italiana, varia da sito a sito
- È opportuno calcolare il rapporto tra le ordinate spettrali di SLV e SLD nel proprio sito (per il periodo fondamentale della struttura), per valutare quale valore massimo di  $q$  adottare

# Accelerazione e periodo di ritorno

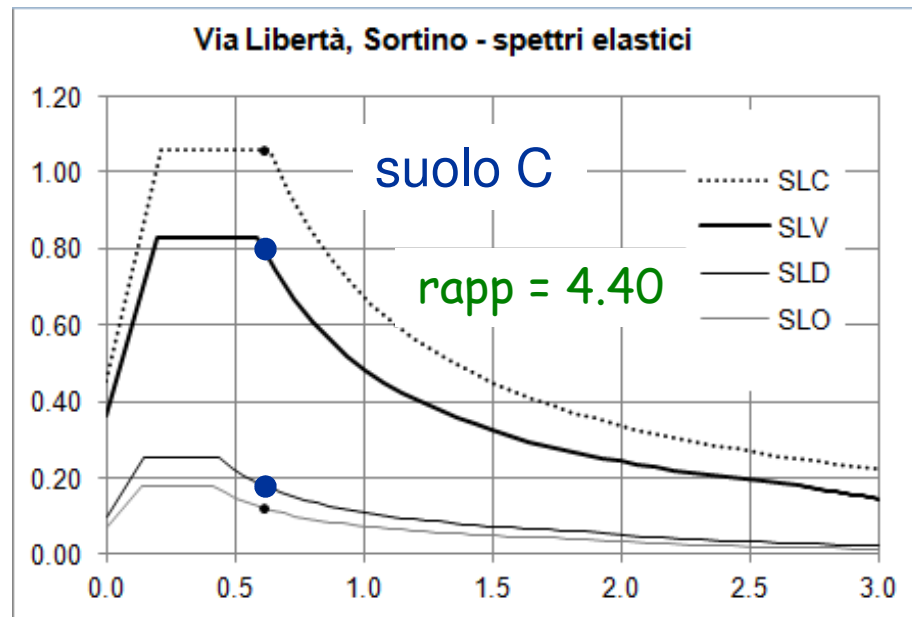
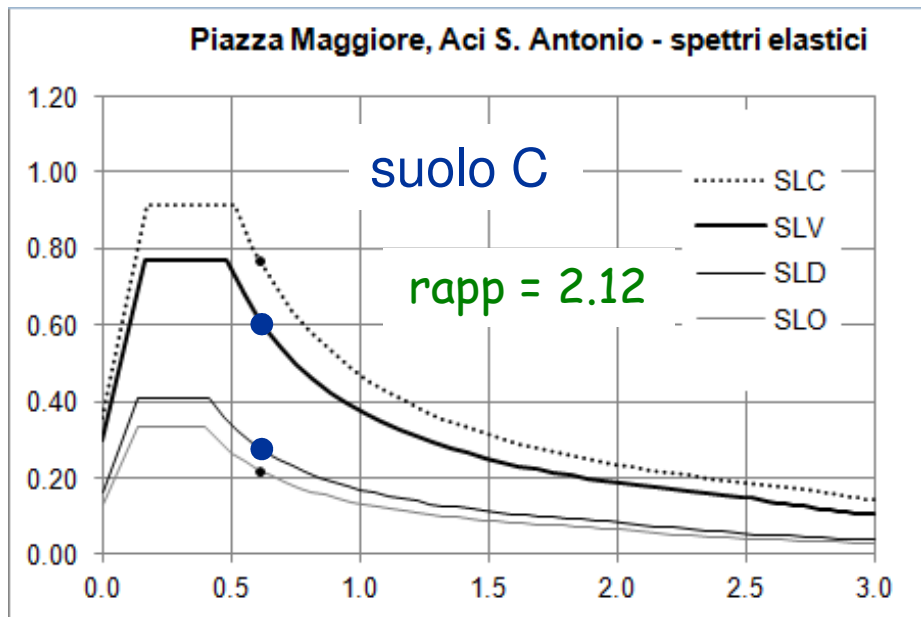
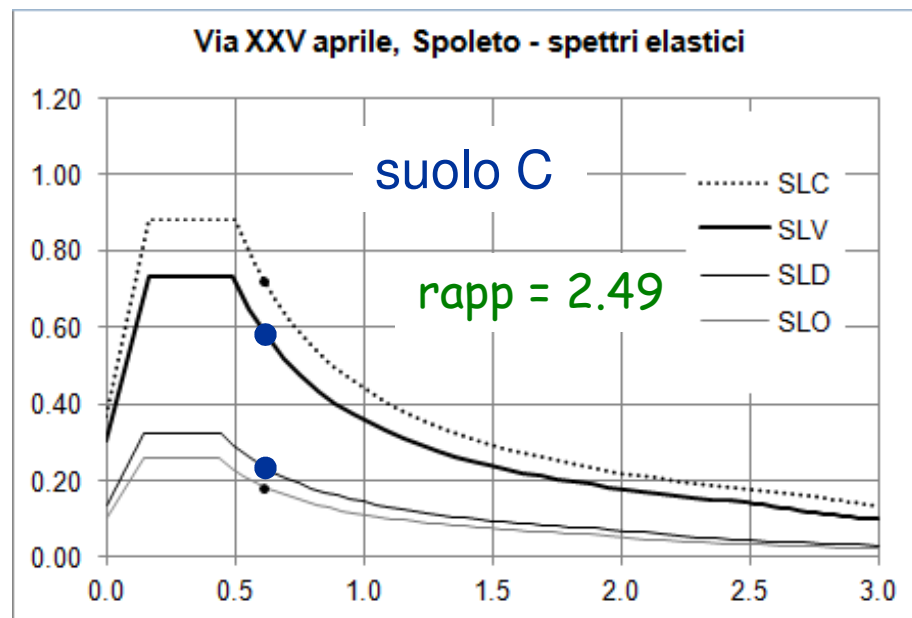
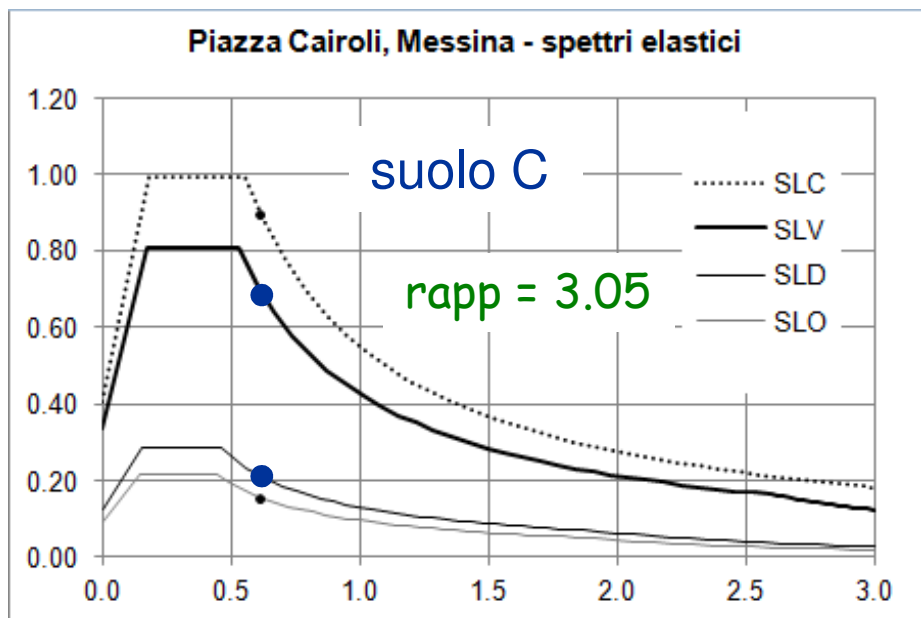
## SLV e SLD

### Esempio - PGA su roccia

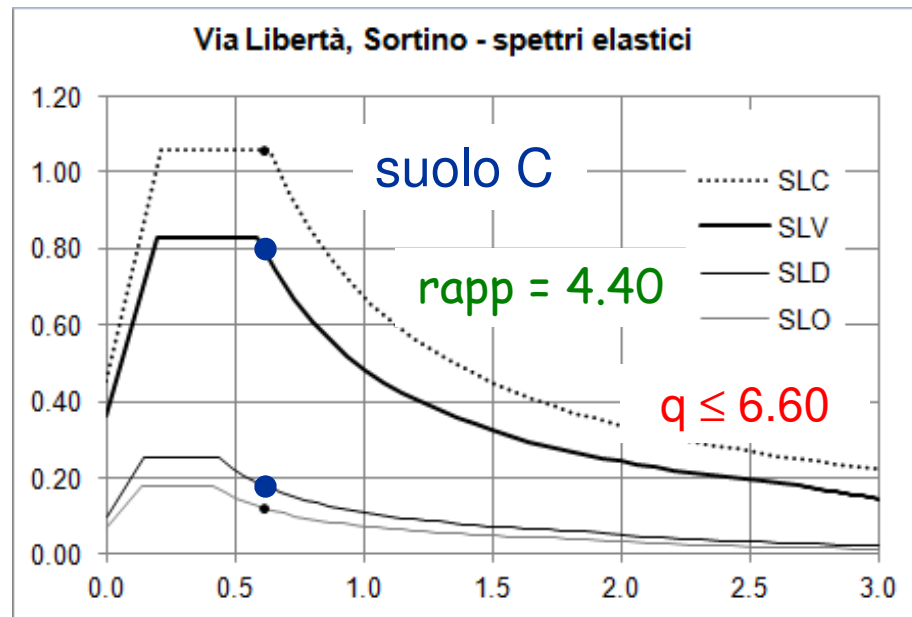
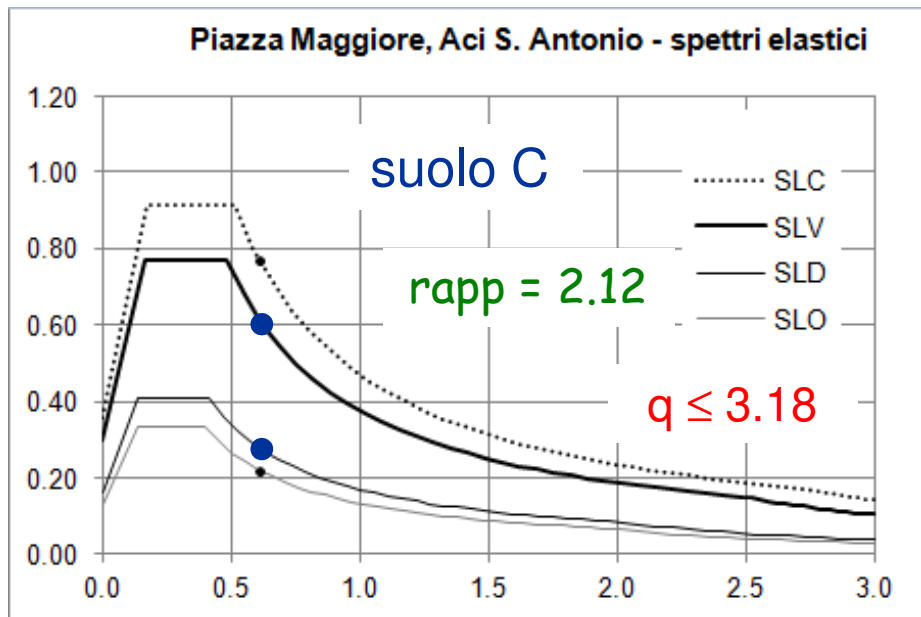
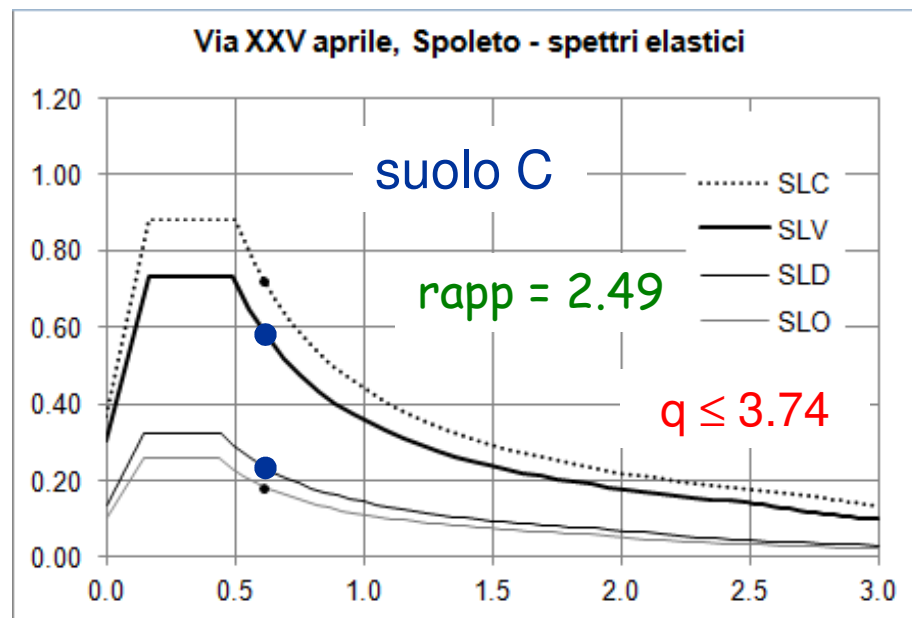
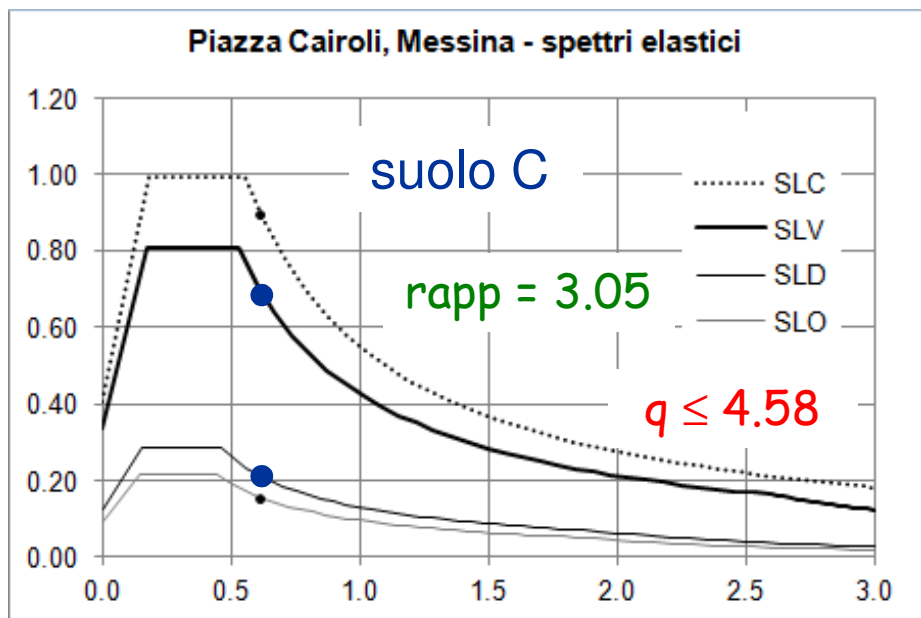


	Messina	Spoleto	Acireale	Sortino
PGA - SLV	0.224 g	0.216 g	0.212 g	0.273 g
PGA - SLD	0.075 g	0.087 g	0.102 g	0.067 g
rapporto	2.96	2.49	2.08	4.10

# Confronto tra spettri al variare del sito



# Confronto tra spettri al variare del sito



# Considerazioni sugli spettri

## fattore di struttura per SLV

Se il fattore di comportamento  $q$  è tale che non sia  $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$

- Il terremoto relativo a SLD può provocare un danneggiamento strutturale maggiore di quanto solitamente accettato
- Inoltre il costo di riparazione (usato nella definizione di classe di rischio sismico) dovrebbe essere aumentato

È opportuno, anche se non obbligatorio, tener conto di questo nella scelta del fattore di comportamento

Preferisco dire che progettiamo allo SLV per un periodo di ritorno maggiore, non per un  $q$  minore

# Gerarchia delle resistenze

- Nell'imporre la gerarchia delle resistenze si utilizzano differenti valori di  $\gamma_{Rd}$
- Ora questi valori sono riportati in maniera unitaria nella tabella 7.2.I
- I valori dipendono dalla classe di duttilità scelta (A oppure B)
- Alcuni valori sono cambiati in maniera significativa

# Gerarchia delle resistenze

## gerarchia taglio-flessione per le travi

- “La domanda a taglio ... si ottiene dalla condizione di equilibrio della trave, considerata incernierata agli estremi, soggetta ai carichi gravitazionali e all'azione della capacità flessionale di progetto nelle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) amplificati del fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$  di cui alla Tab. 7.2.I”

	CD “A”	CD “B”
NTC 08	$\gamma_{Rd} = 1.2$	$\gamma_{Rd} = 1.0$
NTC 18	$\gamma_{Rd} = 1.2$	$\gamma_{Rd} = 1.1$

- Per classe di duttilità “B” si ha un incremento di  $\gamma_{Rd}$  del 10% e quindi un incremento dell'armatura a taglio dello stesso ordine di grandezza  
Rimane il vantaggio di poter usare  $\cot \theta > 1$

NTC 18, punto 7.4.4.1.1



# Gerarchia delle resistenze

## gerarchia a flessione pilastri-travi

- “Ai fini della progettazione in capacità ... la capacità a flessione complessiva dei pilastri deve essere maggiore della capacità a flessione complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con la formula:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$$

	CD “A”	CD “B”
NTC 08	$\gamma_{Rd} = 1.3$	$\gamma_{Rd} = 1.1$
NTC 18	$\gamma_{Rd} = 1.3$	$\gamma_{Rd} = 1.3$

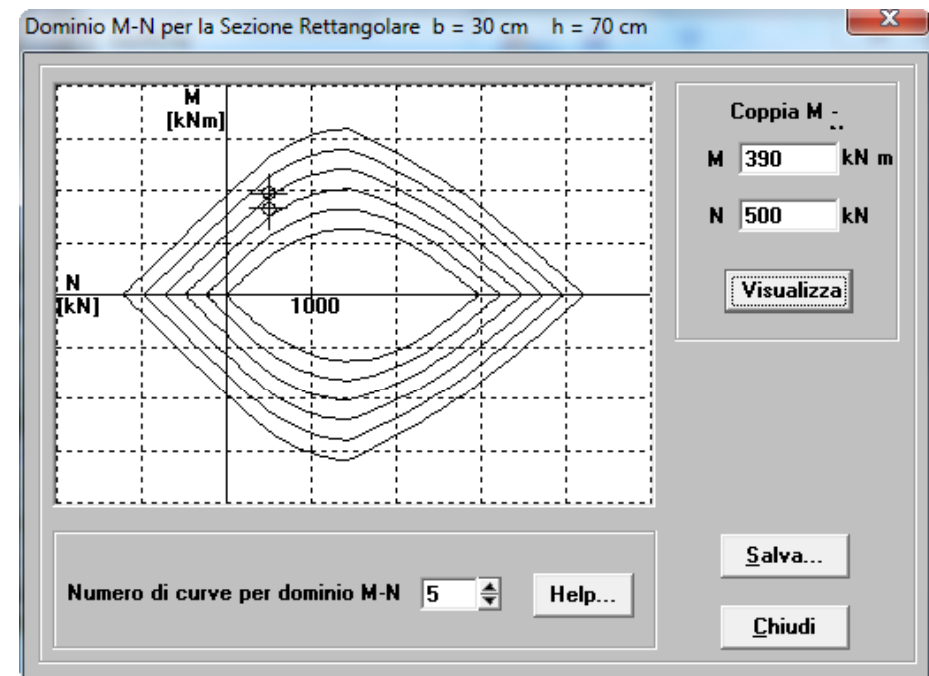
- Per classe di duttilità “B” si ha un incremento di  $\gamma_{Rd}$  del 20% cui corrisponde un analogo incremento del momento flettente ma un incremento dell'armatura a pressoflessione ancora maggiore

NTC 18, punto 7.4.4.2.1

# Gerarchia delle resistenze

## gerarchia a flessione pilastri-travi

- Esempio:
  - Pilastro 30×70
  - $N_{Ed} = 500 \text{ kN}$
  - $M_{Ed} = 330 \text{ kNm}$
  - occorre  $A_s = A'_s = 7.7 \text{ cm}^2$
  - Ora si ha:
  - $N_{Ed} = 500 \text{ kN}$
  - $M_{Ed} = 390 \text{ kNm}$
  - occorre  $A_s = A'_s = 10.1 \text{ cm}^2$
  - ovvero +31%



# Gerarchia delle resistenze

## gerarchia taglio-flessione per i pilastri

- “... la domanda a taglio si ottiene imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro  $M_{i,d}^{sup}$  e  $M_{i,d}^{inf}$ , determinati come appresso indicato ed amplificati del fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ , secondo l'espressione

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{i,d}^{sup} + M_{i,d}^{inf}}{l_p}$$

dove  $M_{i,d} = M_{c,Rd} \text{ MIN} \left( 1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}} \right)$

- I coefficienti  $\gamma_{Rd}$  rimangono invariati e l'espressione consente di evitare un incremento cumulato di resistenza (in pratica, non si tiene più conto dell'incremento per  $\gamma_{Rd}$  pilastri-travi)

# Gerarchia delle resistenze

## gerarchia per i nodi trave-pilastro

- “Il nodo deve essere progettato in maniera tale da evitare una sua rottura anticipata rispetto alle zone delle travi e dei pilastri in esso concorrenti.

... In assenza di più accurate valutazioni, la domanda a taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_c$$

	CD “A”	CD “B”
NTC 08	$\gamma_{Rd} = 1.2$	non richiesta
NTC 18	$\gamma_{Rd} = 1.2$	$\gamma_{Rd} = 1.1$

- La verifica dei nodi ed il calcolo delle armature necessarie (molto penalizzante) deve essere effettuato anche per la classe di duttilità “B”

# Gerarchia delle resistenze

## gerarchia per i nodi trave-pilastro

- “Il nodo deve essere progettato in maniera tale da evitare una sua rottura anticipata rispetto alle zone delle travi e dei pilastri in esso concorrenti”

Scompare la condizione 
$$\frac{n_{st} A_{st}}{i b_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

che dettava la resistenza dei nodi per classe di duttilità “B”,  
sostituita dalla prescrizione

“lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore”

# Indicazioni per pareti

- Il fattore di incremento per taglio previsto per classe di duttilità "A" deve essere usato anche per classe di duttilità "B"

$$1.5 \leq q \sqrt{\left( \frac{\gamma_{Rd}}{q} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + 0.1 \frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}} \leq q$$

- Nella verifica a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima il fattore riduttivo della resistenza (0.4) previsto per classe di duttilità "A" deve essere usato anche per classe di duttilità "B"

Nota: questa riduzione mi lascia molto perplesso e penalizza le pareti in maniera estremamente rilevante

# Gerarchia delle resistenze e indicazioni per pareti

- Queste modifiche rendono più costoso progettare strutture di classe di duttilità "B"
- Occorre porsi il problema se valga ancora la pena fare riferimento alla classe di duttilità "B"