

Corso di aggiornamento

Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni

**Progetto di edifici antisismici in c.a.**

5 - Risposta in campo plastico e spettri di progetto

Spoletto

27-28 aprile 2015

Aurelio Ghersi

È possibile progettare le strutture  
in modo che rimangano in campo elastico?

L'accelerazione massima del suolo, per terremoti  
con elevato periodo di ritorno, è molto forte (0.35 g  
in zone ad alta sismicità)

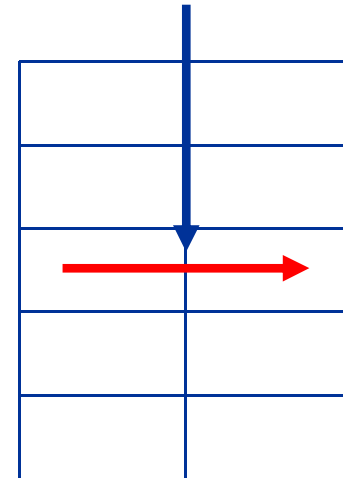
Per strutture con periodo medio-bassi si ha una  
notevole amplificazione dell'accelerazione, rispetto  
a quella del suolo (circa 2.5 volte)

Le azioni inerziali (forze orizzontali indotte dal  
sisma) possono essere comparabili con le azioni  
verticali

È possibile progettare le strutture  
in modo che rimangano in campo elastico?

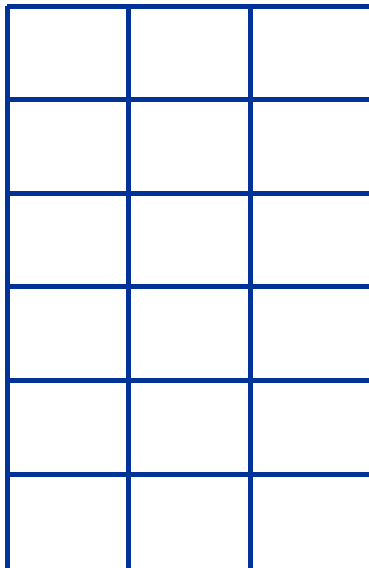
Azioni orizzontali comparabili  
con le azioni verticali

Le sollecitazioni provocate  
dalle azioni orizzontali sono  
molto forti



Non è economicamente conveniente progettare la  
struttura in modo che rimanga in campo elastico

# Comportamento oltre il limite elastico



Modello per i materiali

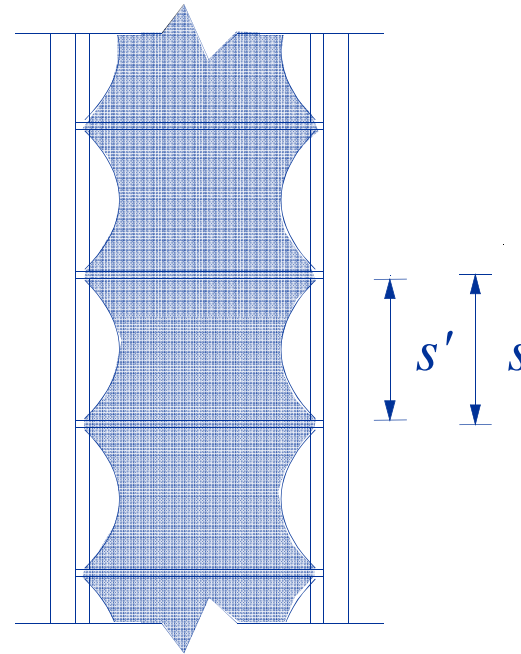
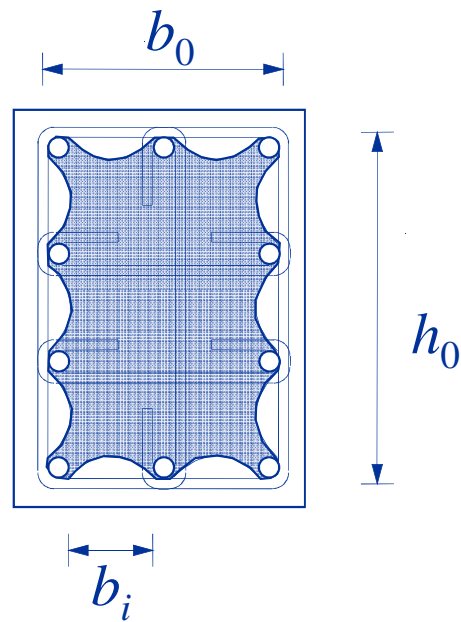


Legame momento-curvatura  
( $M-\chi$ ) per la sezione  
mediante modello a fibre

# Modello per i materiali calcestruzzo

Problemi:

- Distinzione tra ricoprimento e nucleo confinato
- Efficacia del confinamento



# Calcestruzzo

confinamento dovuto alle staffe

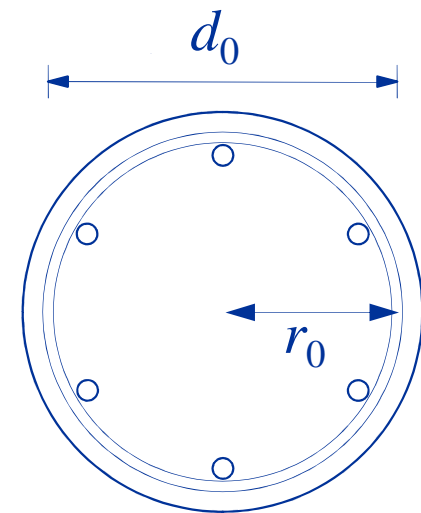
## Staffe in una sezione circolare

Quando il calcestruzzo compresso si dilata le staffe danno una compressione trasversale

$$\sigma_{c,trasv} = 0.5 \omega_{st} f_c$$

con

$$\omega_{st} = \frac{2 A_{st} f_y}{s r_0 f_c}$$



La compressione trasversale migliora il comportamento del calcestruzzo

# Calcestruzzo

## confinamento dovuto alle staffe

### Staffe in una sezione circolare

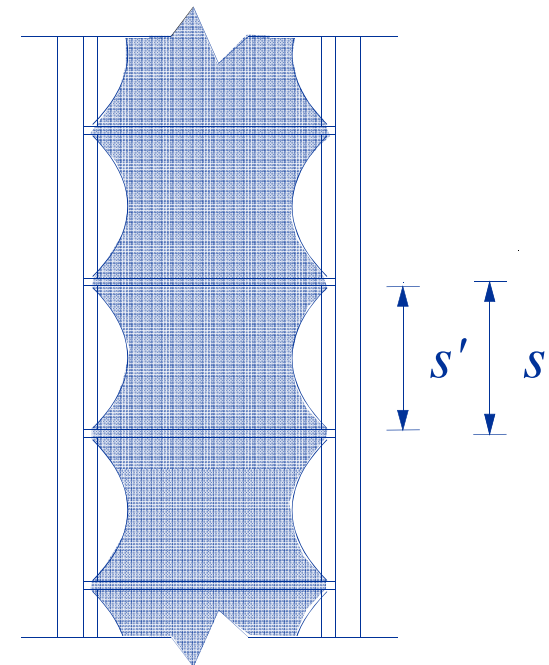
#### Efficacia del confinamento

Allontanandosi dalla staffa, la zona confinata si riduce

Si considera un coefficiente di efficacia pari al rapporto tra volume effettivamente confinato e volume idealmente racchiuso dalle staffe

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s'}{3 d_0}\right)^2$$

quindi  $\sigma_{c,transv} = 0.5 \alpha_s \omega_{st} f_c$



# Calcestruzzo

confinamento dovuto alle staffe

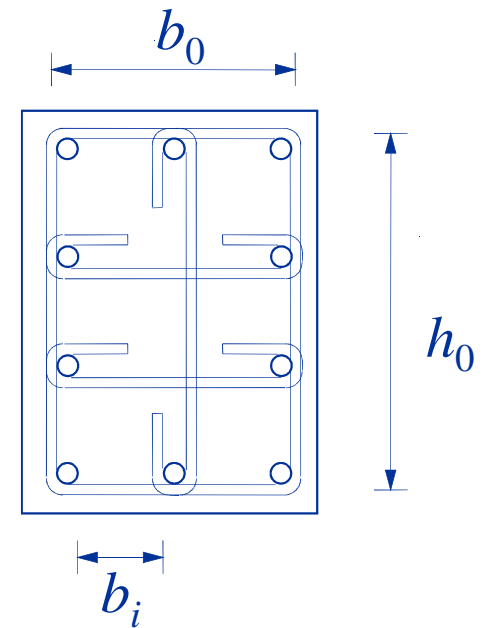
## Staffe in una sezione rettangolare

Quando il calcestruzzo compresso si dilata le staffe danno una compressione trasversale

$$\sigma_{c,trasv} = 0.5 \omega_{st} f_c$$

con

$$\omega_{st} = \frac{\sum A_{st} l_{st}}{b_0 h_0 s} \frac{f_y}{f_c}$$





# Calcestruzzo

## confinamento dovuto alle staffe

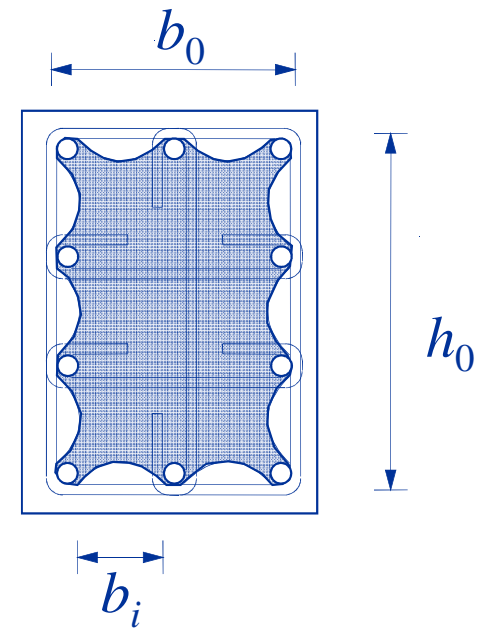
### Staffe in una sezione rettangolare

#### Efficacia del confinamento

Staffe e tirantini sono meno efficaci quando ci si allontana dai punti ben bloccati

Si considera un coefficiente di efficacia

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 b_0 h_0}$$



# Calcestruzzo

## confinamento dovuto alle staffe

### Staffe in una sezione rettangolare

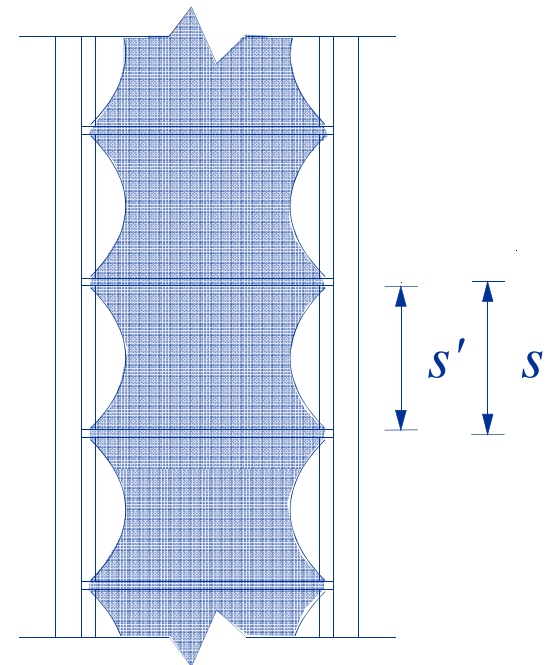
#### Efficacia del confinamento

Anche in senso longitudinale c'è una riduzione dell'efficacia del confinamento

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s'}{3b_0}\right) \left(1 - \frac{s'}{3h_0}\right)$$

quindi  $\sigma_{c,trasv} = 0.5 \alpha \omega_{st} f_c$

con  $\alpha = \alpha_s \alpha_n$



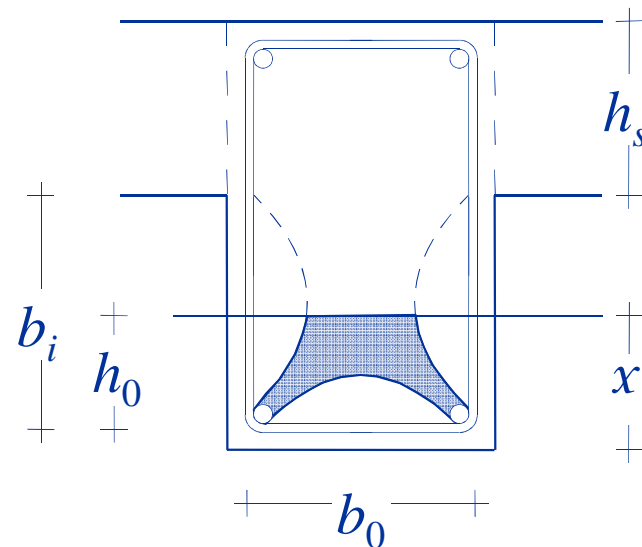
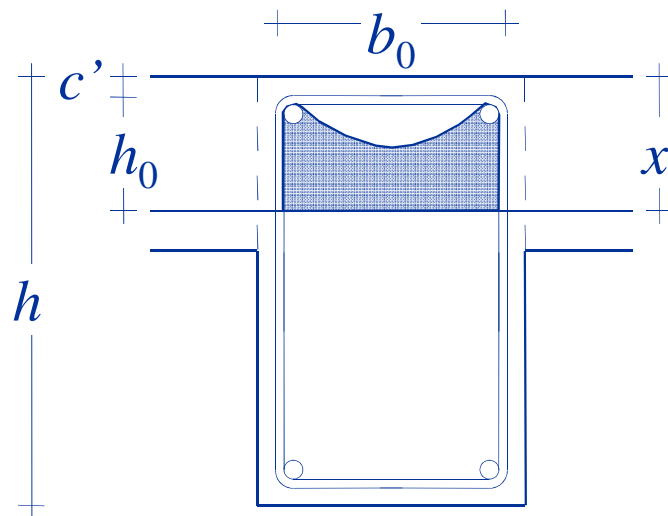
# Calcestruzzo

## confinamento dovuto alle staffe

### Staffe in una trave a sezione rettangolare

#### Efficacia del confinamento

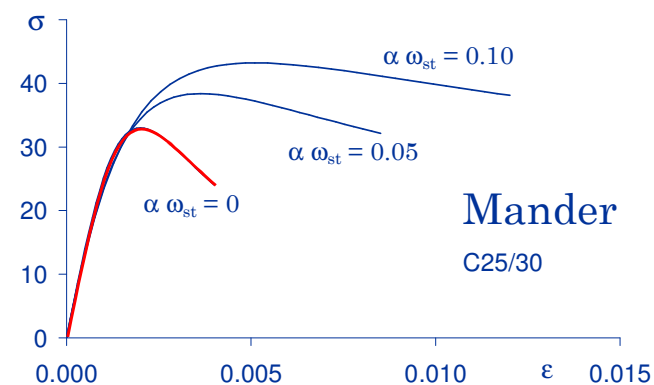
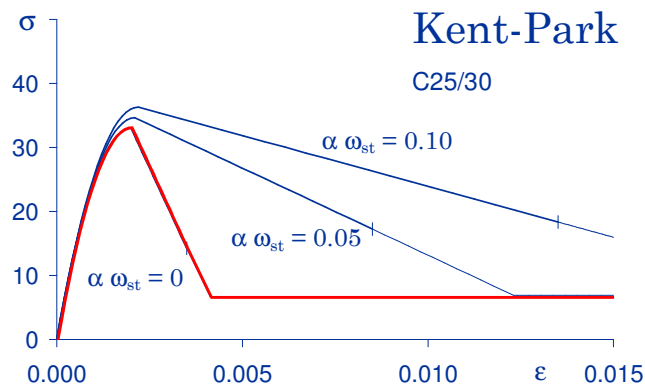
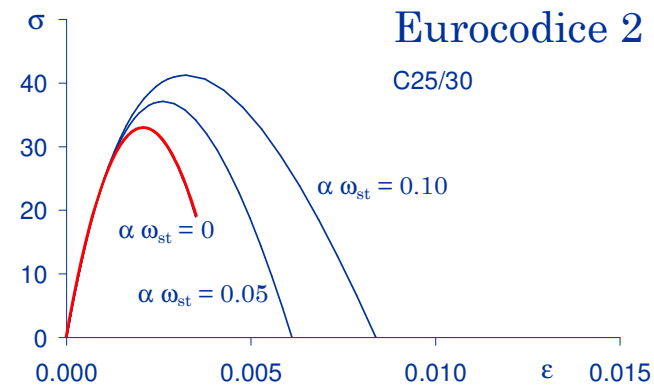
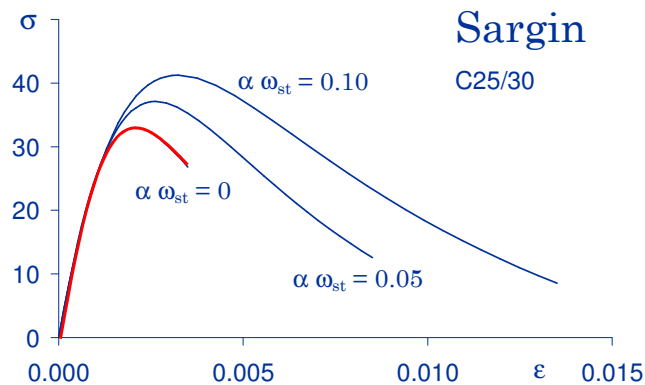
Nel valutare l'efficacia del confinamento bisogna tener conto di qual è la parte compressa e come viene confinata



# Modello per i materiali calcestruzzo

Modelli:

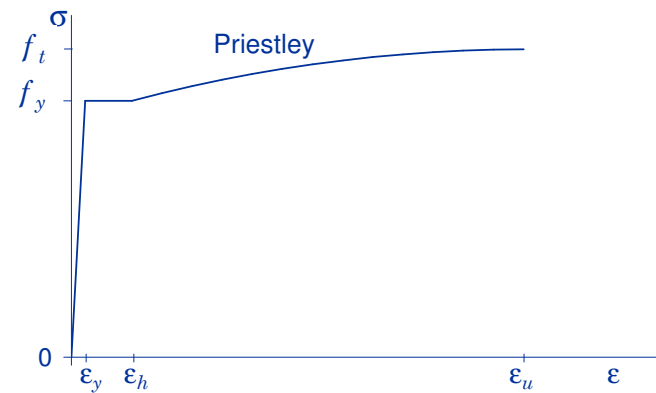
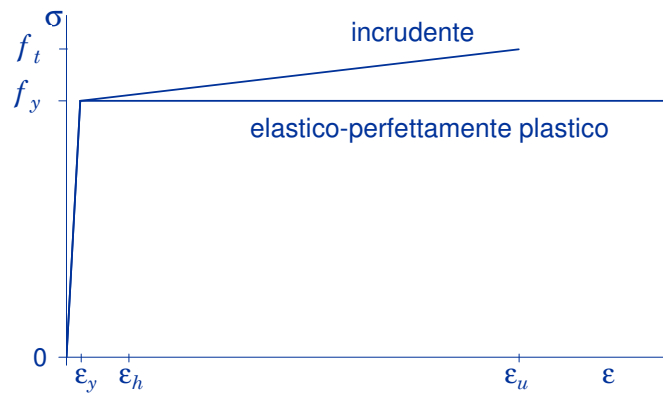
- Esistono numerose proposte, molto diverse



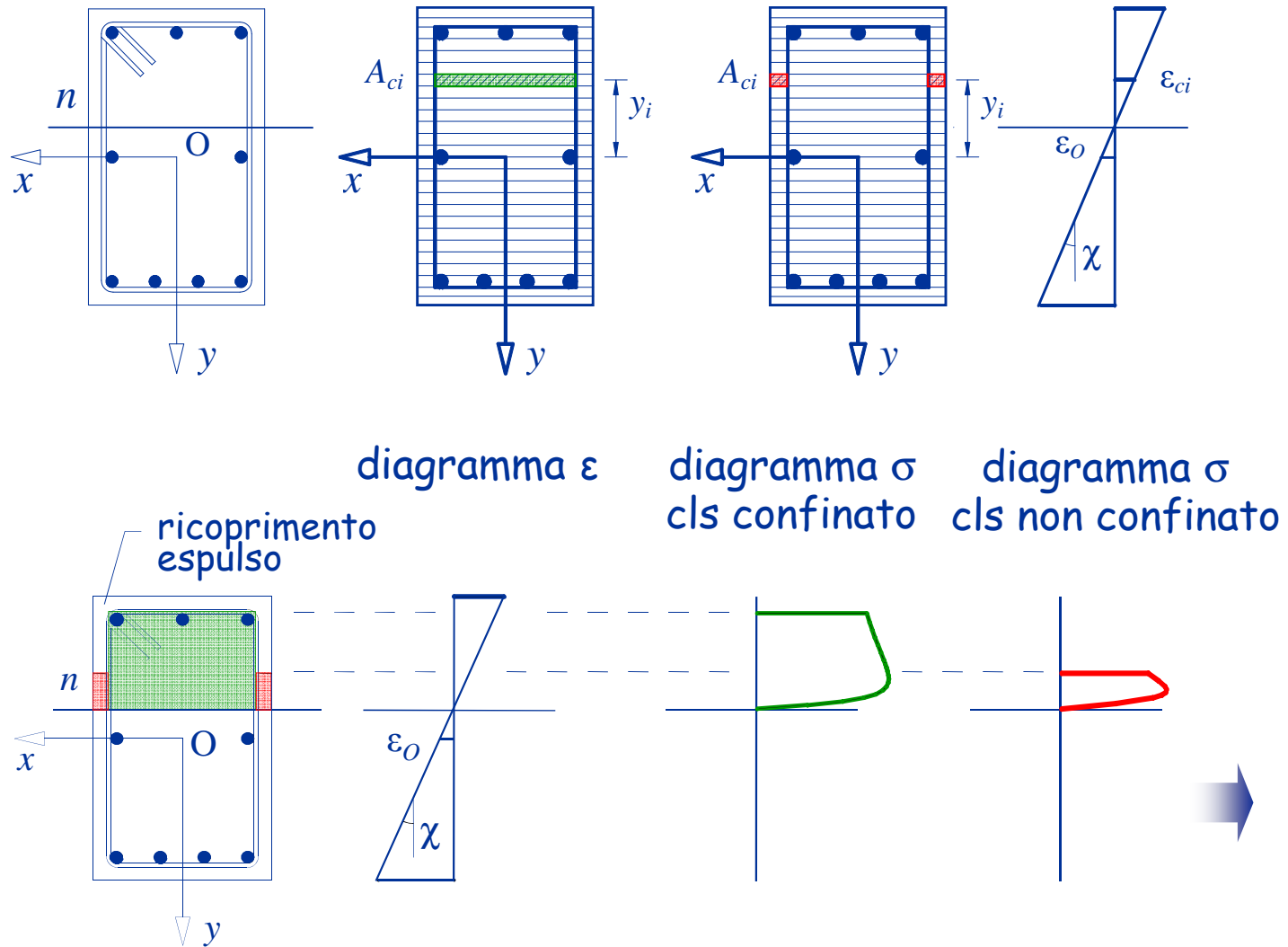
# Modello per i materiali acciaio

Modelli:

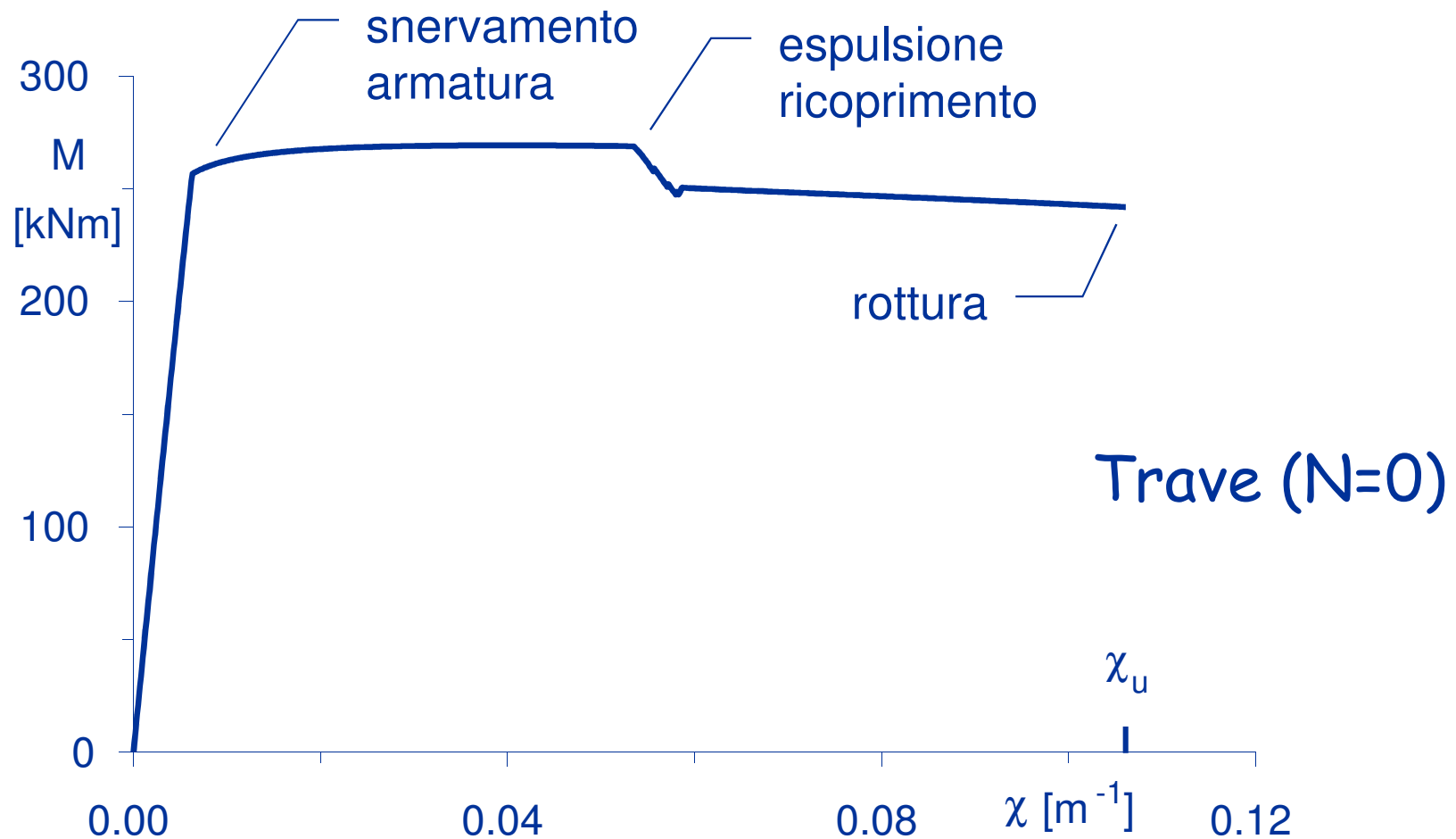
- Esistono alcune proposte, leggermente diverse



# Legame momento-curvatura mediante modello a fibre

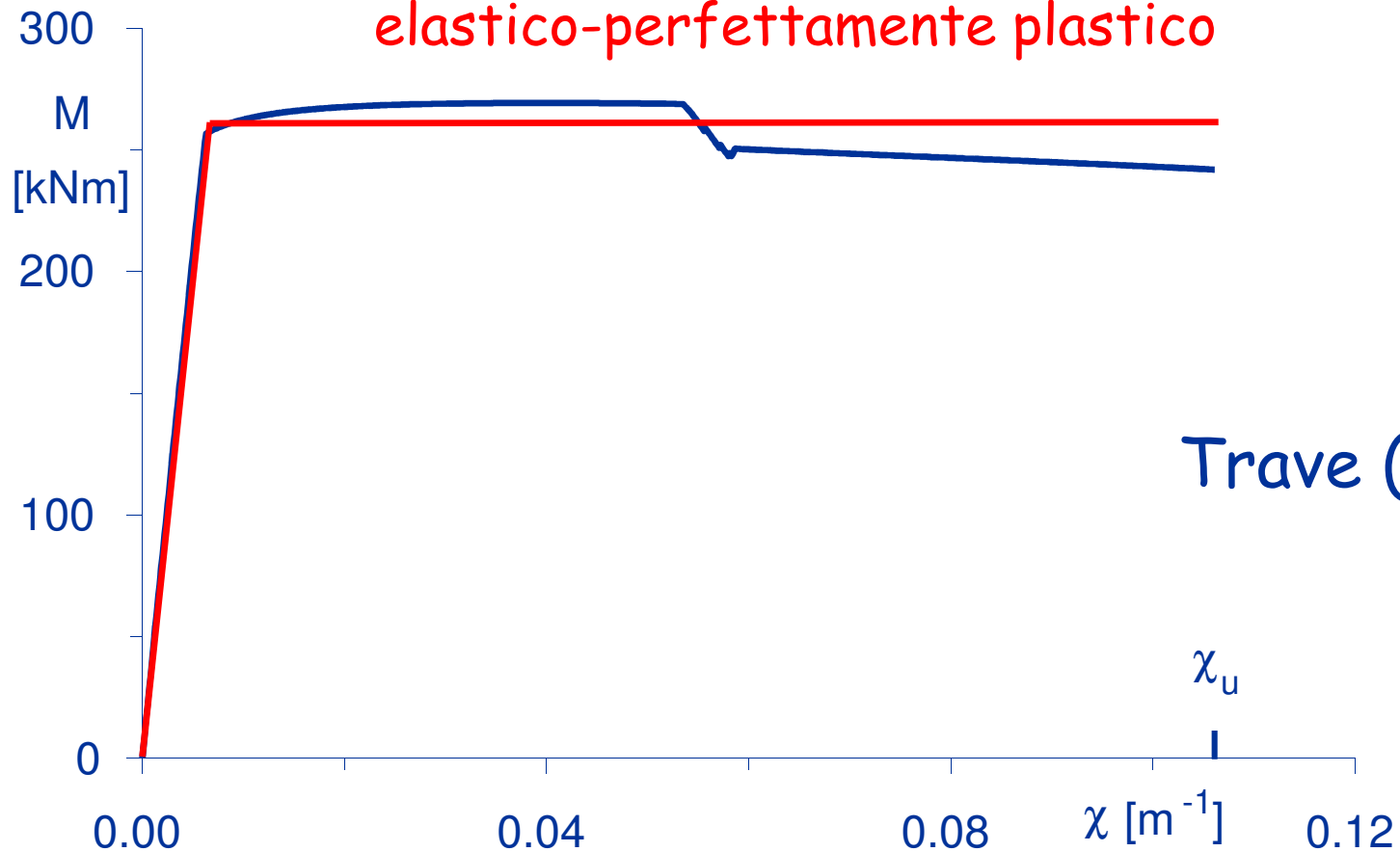


# Legame momento-curvatura mediante modello a fibre



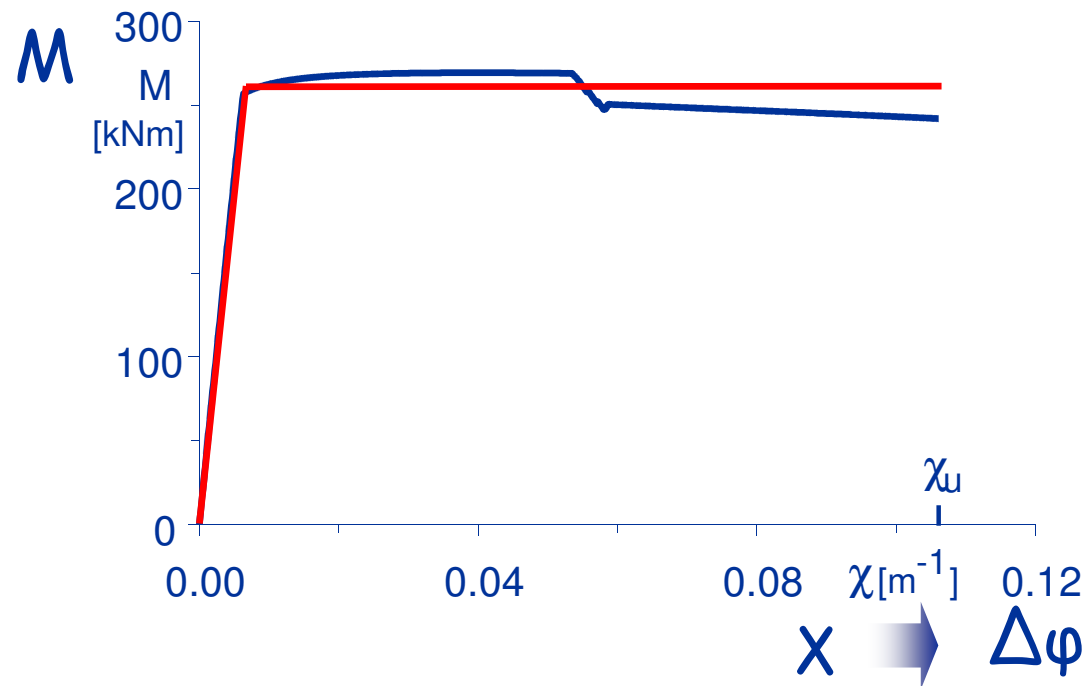
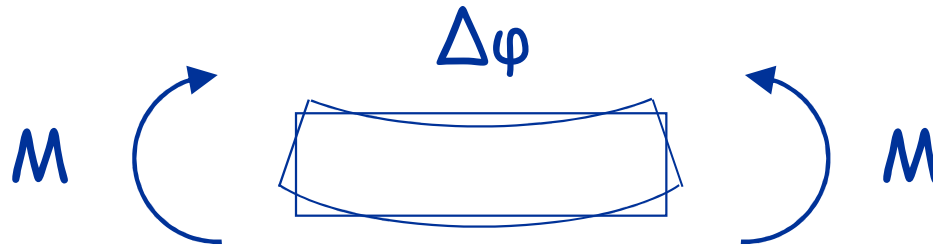
# Legame momento-curvatura mediante modello a fibre

È facile schematizzarlo come  
elastico-perfettamente plastico



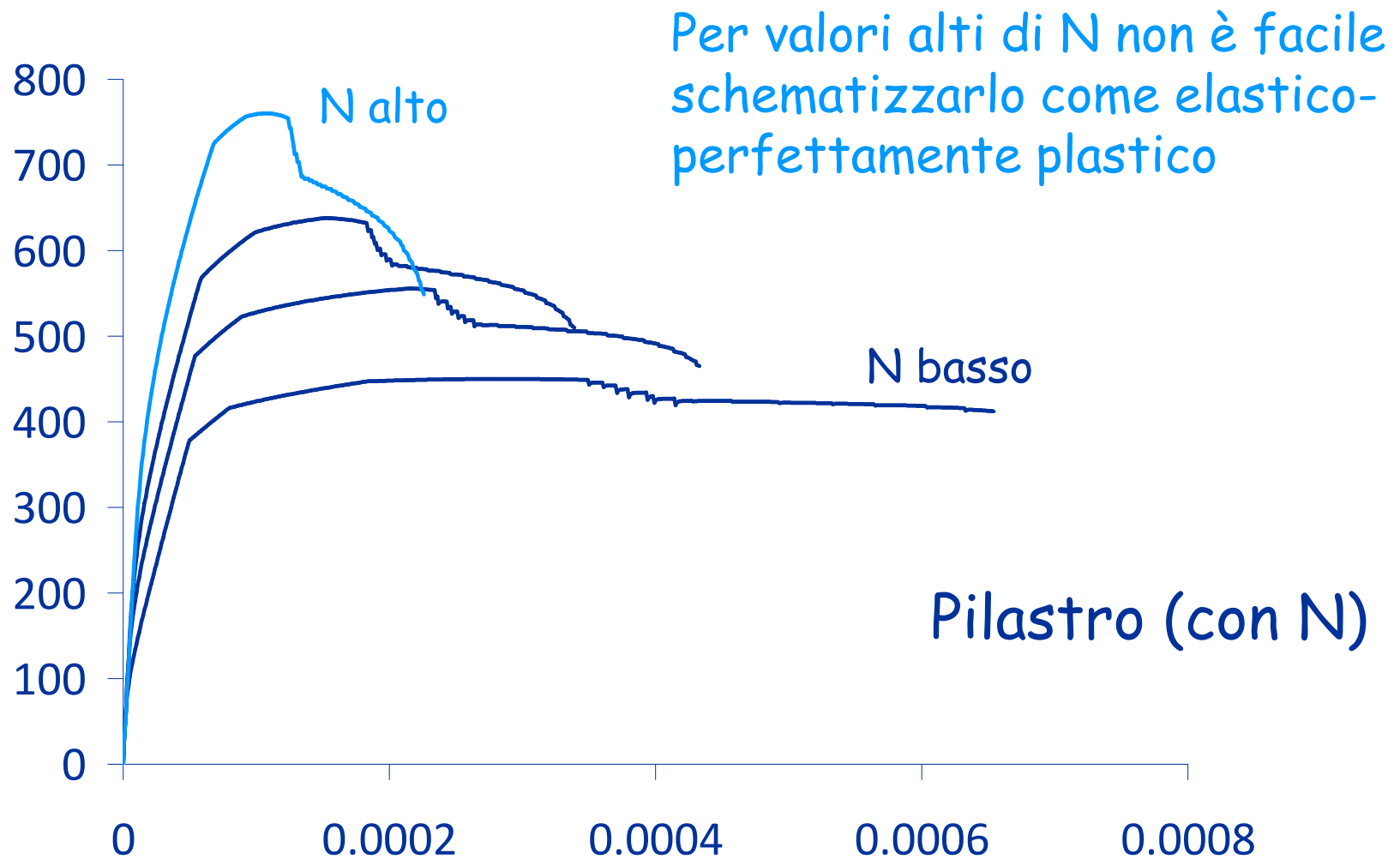


# Cerniera plastica concio di trave



Trave ( $N=0$ )

# Legame momento-curvatura mediante modello a fibre

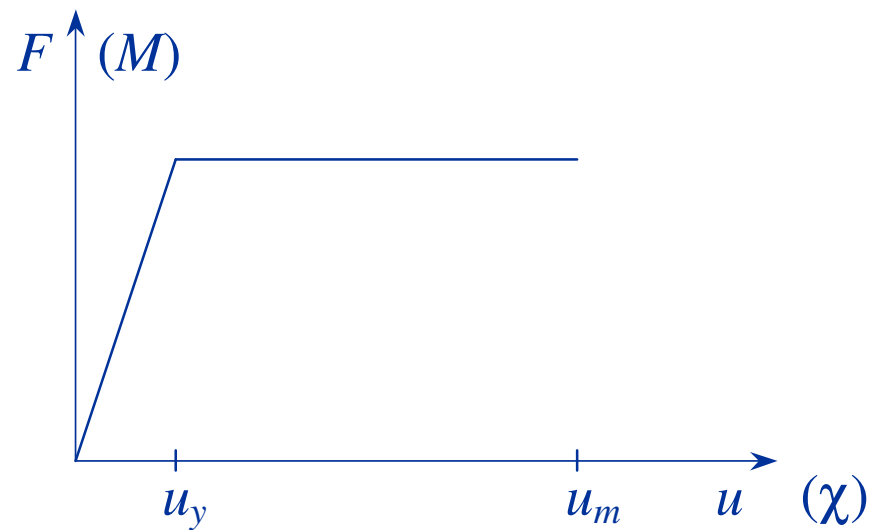


# Risposta sismica

Schemi a un grado di libertà  
in campo plastico

# Comportamento oltre il limite elastico

## Legame elastico-perfettamente plastico

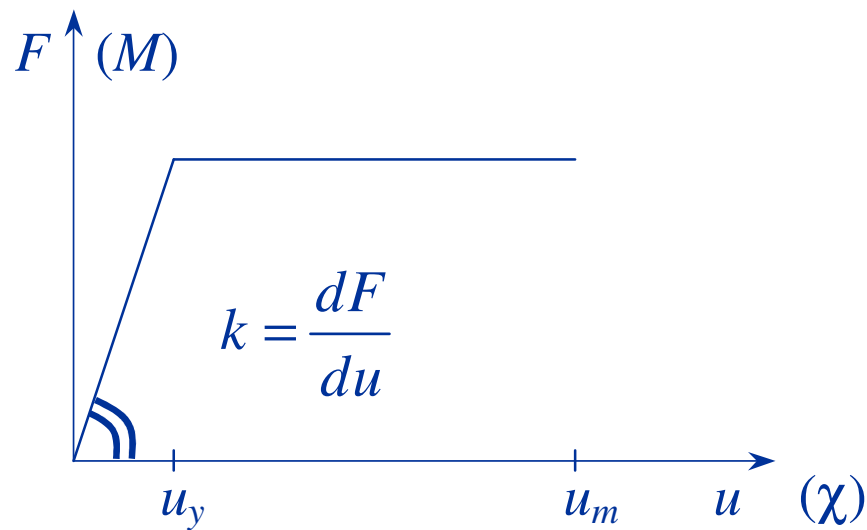


È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

# Comportamento oltre il limite elastico

## Legame elastico-perfettamente plastico



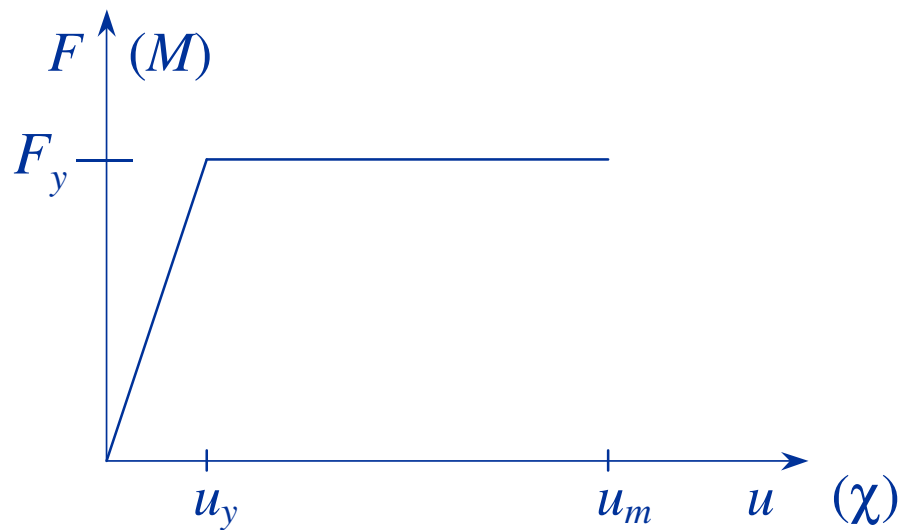
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Rigidezza = inclinazione del diagramma

# Comportamento oltre il limite elastico

## Legame elastico-perfettamente plastico



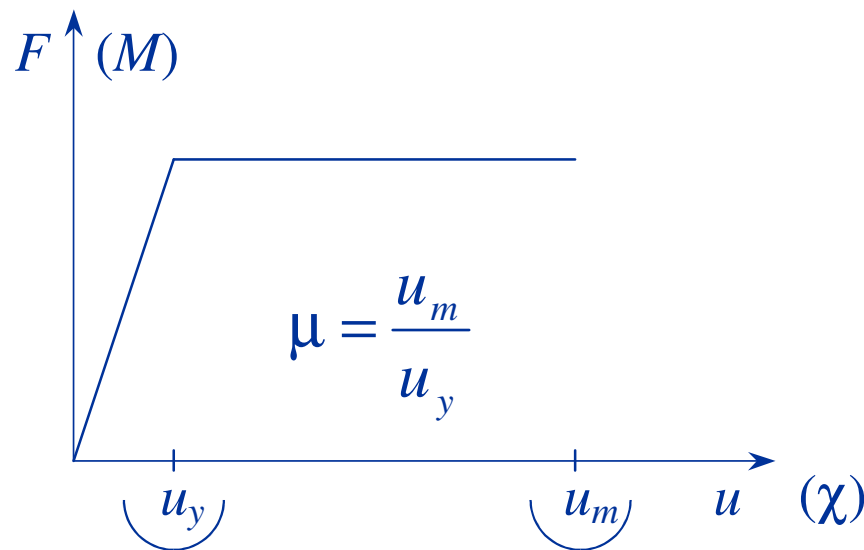
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Resistenza = soglia di plasticizzazione

# Comportamento oltre il limite elastico

## Legame elastico-perfettamente plastico



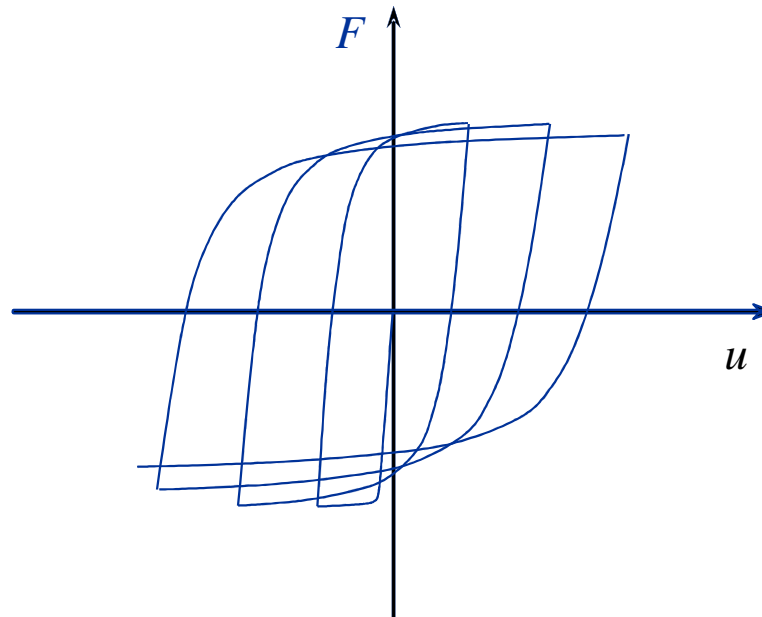
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Duttilità = capacità di deformarsi plasticamente

# Comportamento oltre il limite elastico

Per una valutazione della risposta sismica, occorre anche tener conto del comportamento ciclico, con i possibili degradi di rigidezza e resistenza

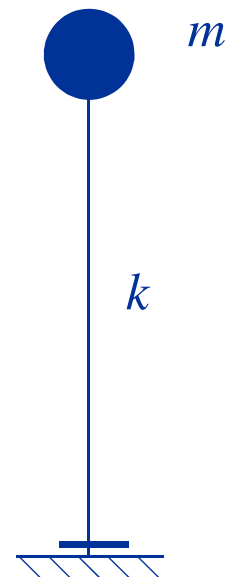




# Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico

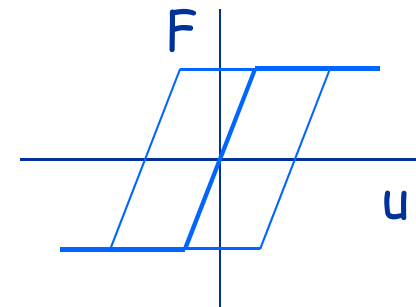


Foto

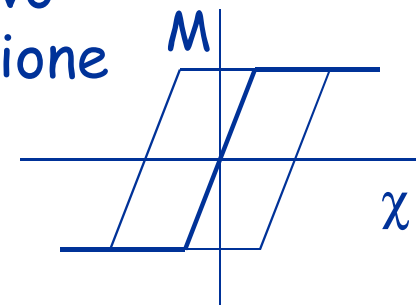


Modello  
di calcolo

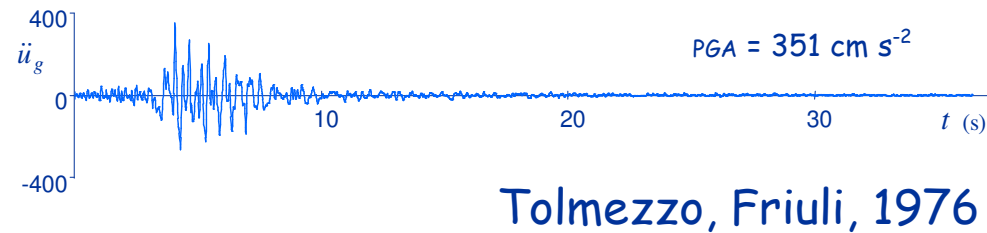
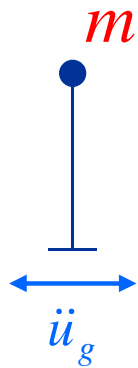
Legame costitutivo  
della struttura



Legame  
costitutivo  
della sezione



# Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico



È possibile  
determinare  
numericamente  
la risposta ad un  
accelerogramma

Noti i valori di  $u, \dot{u}, \ddot{u}$  in un certo  
istante  $t_1$  ed il valore di  $\ddot{u}_g$  tra  $t_1$  e  
 $t_1 + \Delta t$  si possono ricavare i valori di  
 $u, \dot{u}, \ddot{u}$  nell'istante  $t_1 + \Delta t$

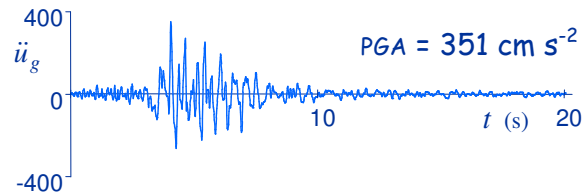
Si tiene conto della rigidezza in quel  
 $\Delta t$  (pari a  $k$  oppure nulla)

Si ottiene la risposta nel tempo (time history)

# Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico

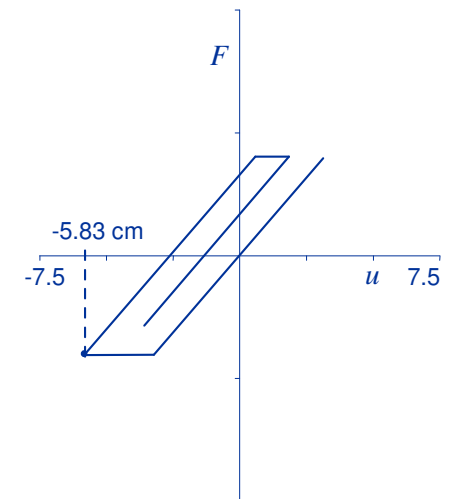
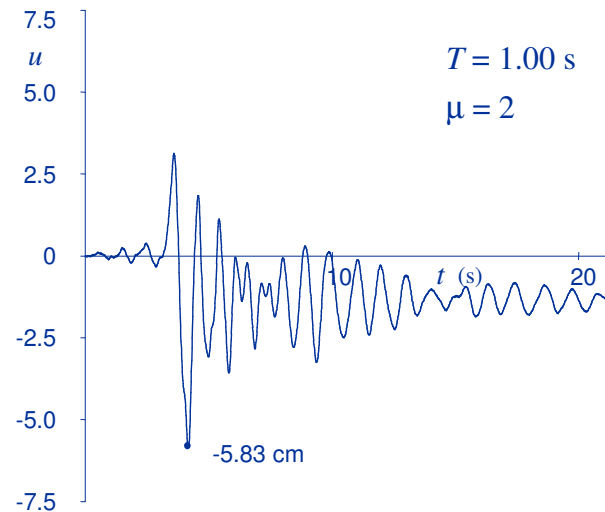
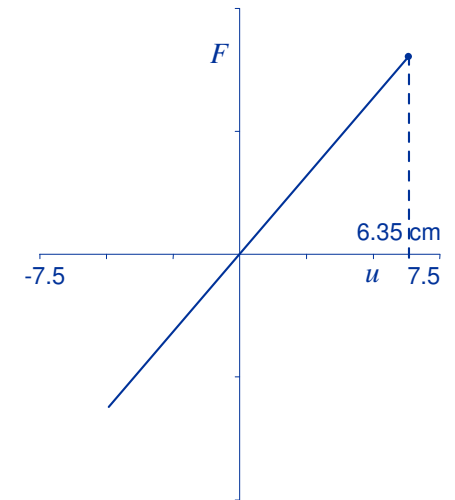
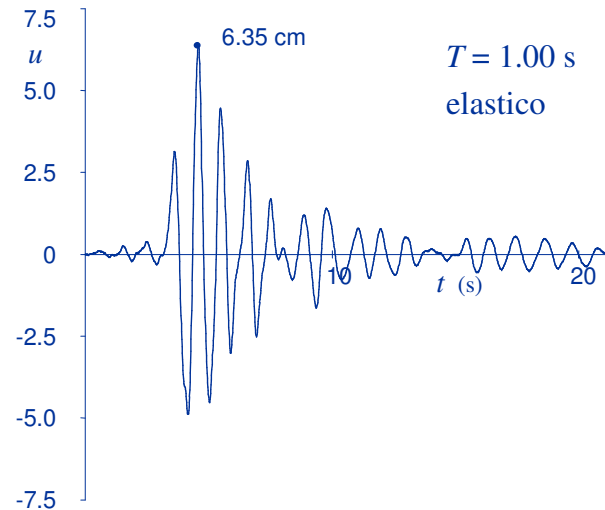
Risposta  
elastica

Input sismico



Tolmezzo, Friuli, 1976

Risposta  
elasto-plastica

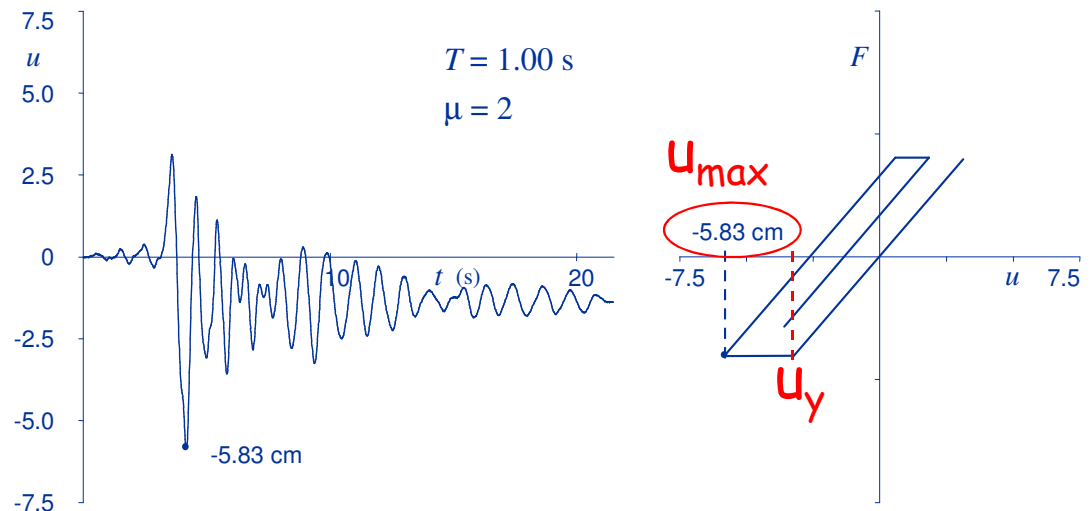


# Richiesta di duttilità

Il rapporto tra lo spostamento massimo  $u_{\max}$  ottenuto come risposta al sisma e lo spostamento  $u_y$  di plasticizzazione è la duttilità necessaria al sistema per non collassare (richiesta di duttilità)

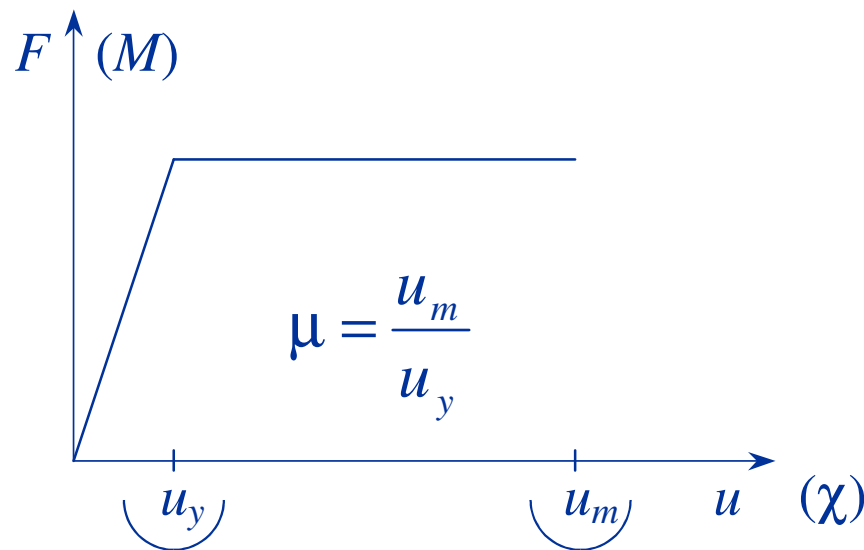
In genere,  
tanto minore è la  
resistenza  
tanto maggiore è la  
richiesta di duttilità

Risposta  
elasto-plastica



# Duttilità disponibile

Legame elastico-perfettamente plastico



La duttilità che una sezione possiede può essere indicata come **duttilità disponibile**

Duttilità = capacità di deformarsi plasticamente

# Progettazione di strutture elasto-plastiche

- Una struttura dovrebbe essere progettata con forze elevate se la si vuole mantenere in campo elastico
- Una struttura progettata con forze minori va in campo plastico, ma può superare il terremoto se la duttilità disponibile delle singole sezioni è maggiore della richiesta di duttilità
- Per giudicare se la struttura, pur andando in campo plastico, è in grado di superare il terremoto occorre esprimere un giudizio sulla duttilità e quindi su deformazioni, spostamenti

Displacement based design

# Progettazione di strutture elasto-plastiche

- Una struttura dovrebbe essere progettata con forze elevate se la si vuole mantenere in campo elastico
- Una struttura progettata con forze minori va in campo plastico, ma può superare il terremoto se la duttilità disponibile delle singole sezioni è maggiore della richiesta di duttilità

Idea base della progettazione sismica:

- Progettare le strutture con forze più basse, facendo affidamento sulla duttilità

Force based design

# Progettazione a duttilità assegnata

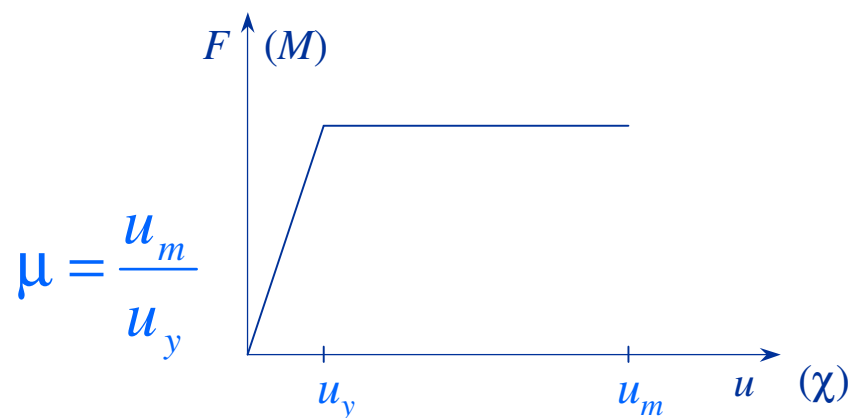
- Nota la duttilità, si può ricavare l'accelerazione (e quindi le forze) di progetto dagli spettri di risposta a duttilità assegnata.
- Risolvendo lo schema strutturale soggetto a queste forze (con analisi lineare) si verificano le sezioni.
- Se la struttura sopporta queste azioni ed ha la duttilità prevista, può sopportare (in campo inelastico) il terremoto.

Force based design



# Progettazione a duttilità assegnata

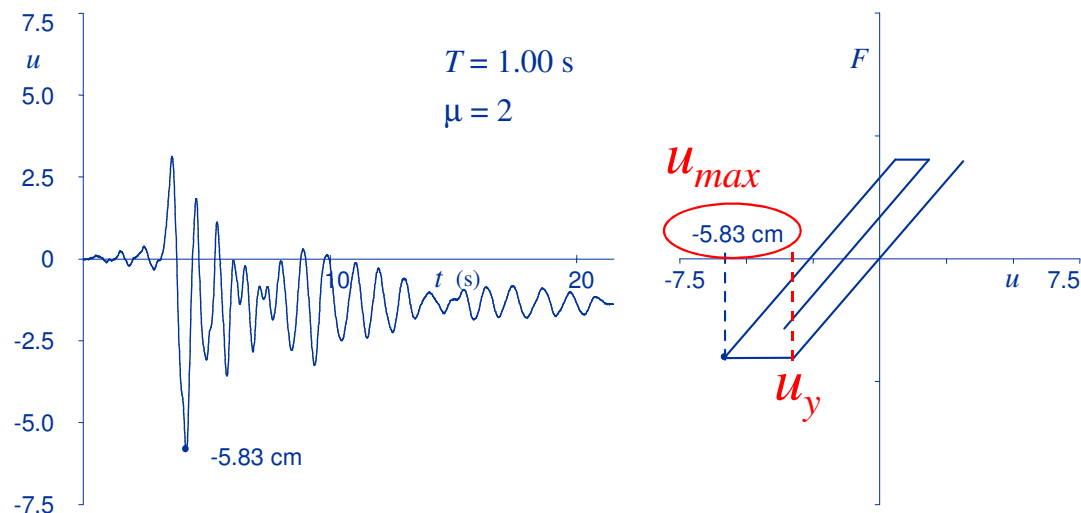
È possibile progettare la struttura con una forza ridotta, accettando la sua plasticizzazione, purché la duttilità disponibile



sia maggiore di  
quella richiesta

$$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y}$$

Risposta  
elasto-plastica



# Progettazione a duttilità assegnata

La resistenza può essere ridotta tanto da far coincidere la duttilità disponibile con quella richiesta

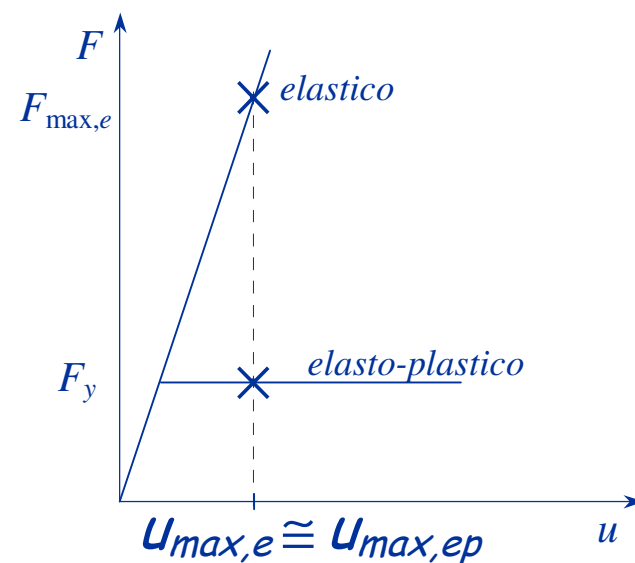
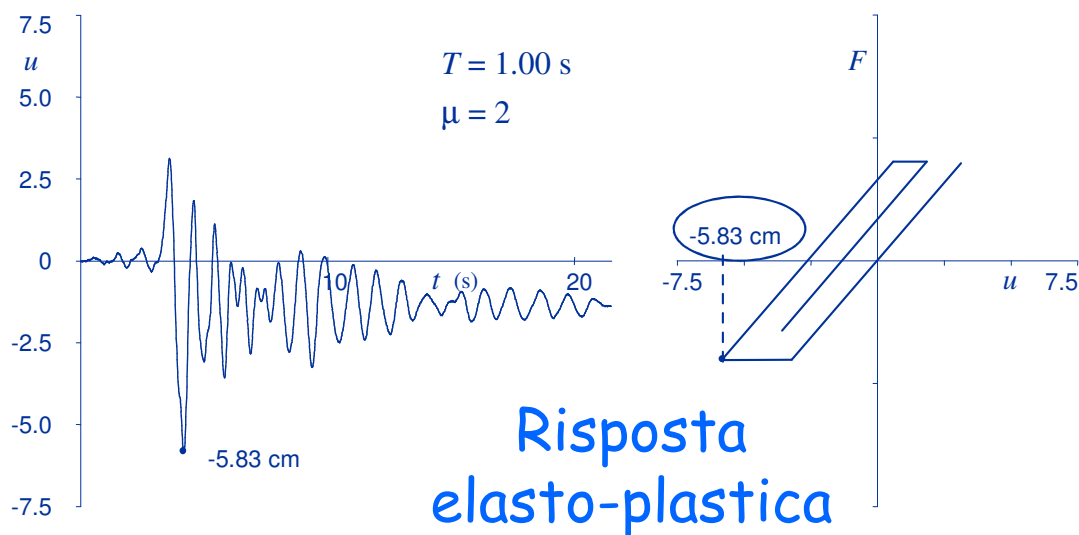
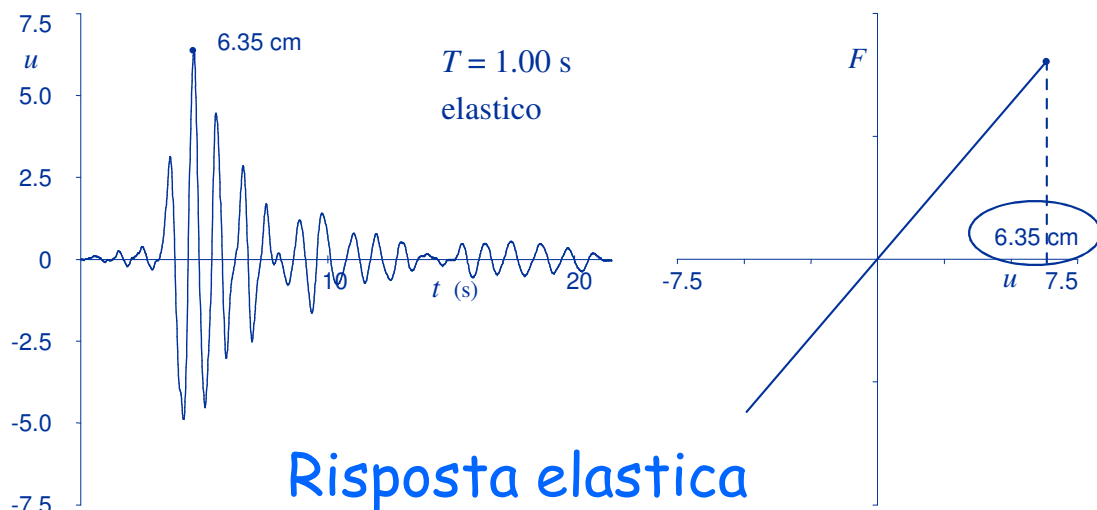


Ricordando che  $F = m a$ ,  
si può diagrammare in  
funzione del periodo  
l'accelerazione da usare  
nel progetto,  
per assegnati valori  
della duttilità  $\mu$

Spettro di risposta a duttilità assegnata

# Progettazione a duttilità assegnata

Le analisi numeriche mostrano che lo spostamento di schemi elastici ed elasto-plastici è più o meno lo stesso



# Progettazione a duttilità assegnata

La forza di progetto  
può essere ottenuta  
dividendo

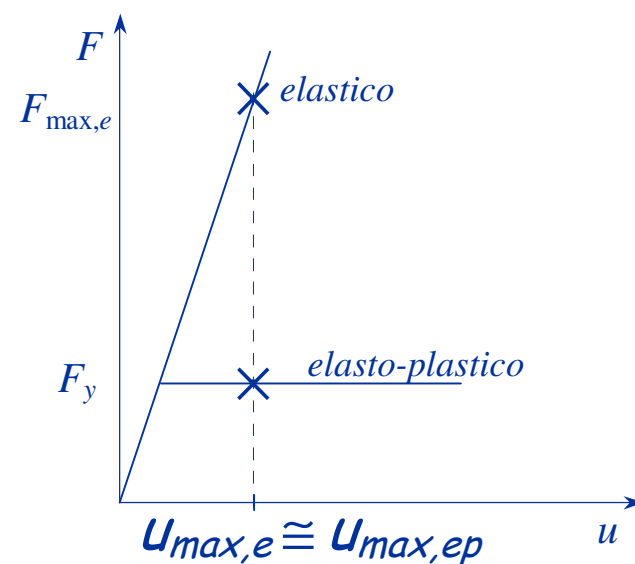
la forza necessaria  
per mantenere la  
struttura in campo  
elastico

per la duttilità

 $F_d$  $F_{max,e}$  $\mu$ 

$$F_d = F_y = \frac{F_{max,e}}{\mu}$$

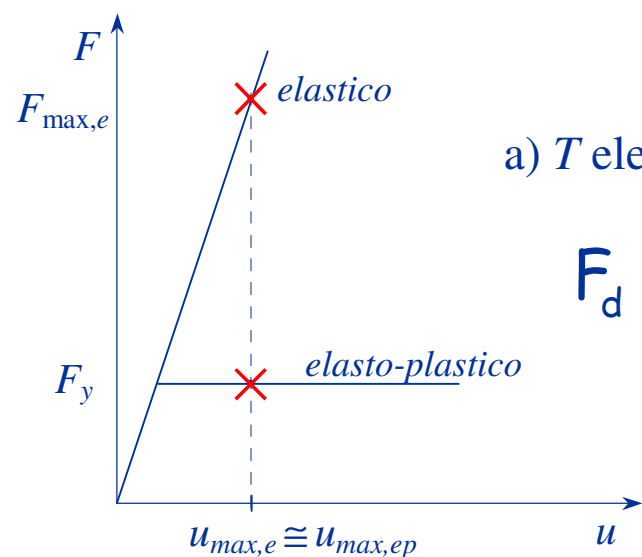
Le analisi numeriche  
mostrano che lo  
spostamento di  
schemi elastici ed  
elasto-plastici è più  
o meno lo stesso



# Progettazione a duttilità assegnata

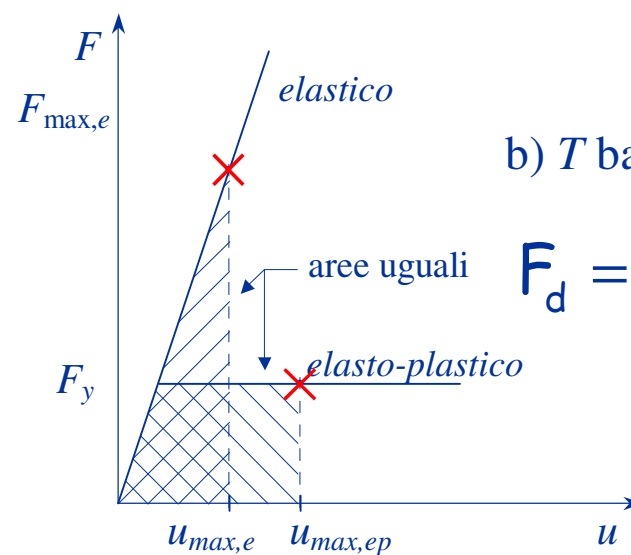
Il principio di uguaglianza di spostamenti vale solo  
per strutture con periodo medio-alto

Per strutture con periodo basso si può pensare ad  
una uguaglianza in termini energetici



a)  $T$  elevato

$$F_d = \frac{F_{\max,e}}{\mu}$$



b)  $T$  basso

$$F_d = \frac{F_{\max,e}}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

# Progettazione a duttilità assegnata

Il principio di uguaglianza di spostamenti vale solo per strutture con periodo medio-alto

Per strutture con periodo basso si può pensare ad una uguaglianza in termini energetici

Le attuali normative indicano:

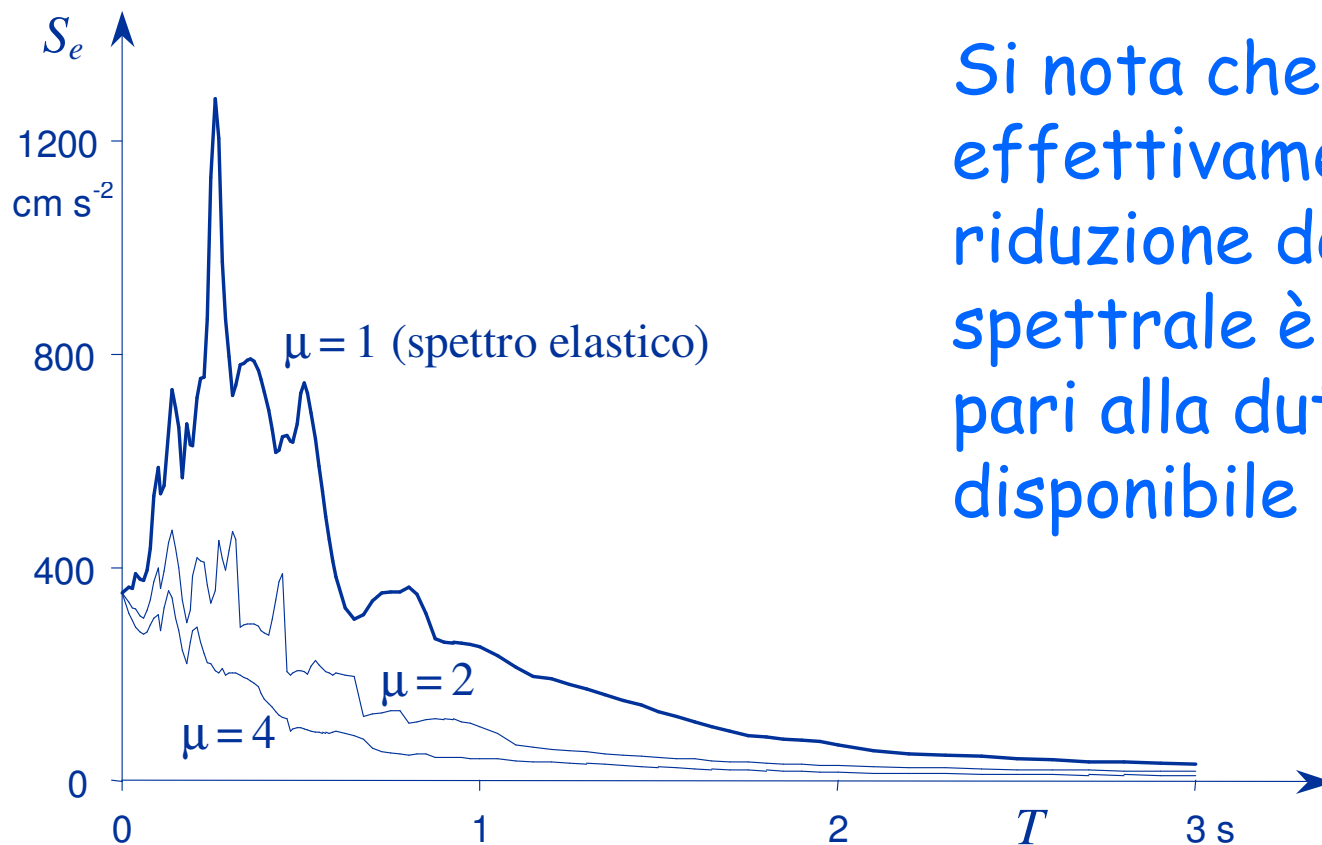
$$F_d = \frac{F_{\max,e}}{\mu} \quad \text{per } T_1 \geq T_c$$

$$F_d = \frac{F_{\max,e}}{1 + (\mu - 1) T_1 / T_c} \quad \text{per } T_1 < T_c$$

Nota:  
queste espressioni  
sono in genere  
usate all'inverso,  
per ricavare  $\mu$

# Progettazione a duttilità assegnata

La resistenza può essere ridotta tanto da far coincidere la duttilità disponibile con quella richiesta

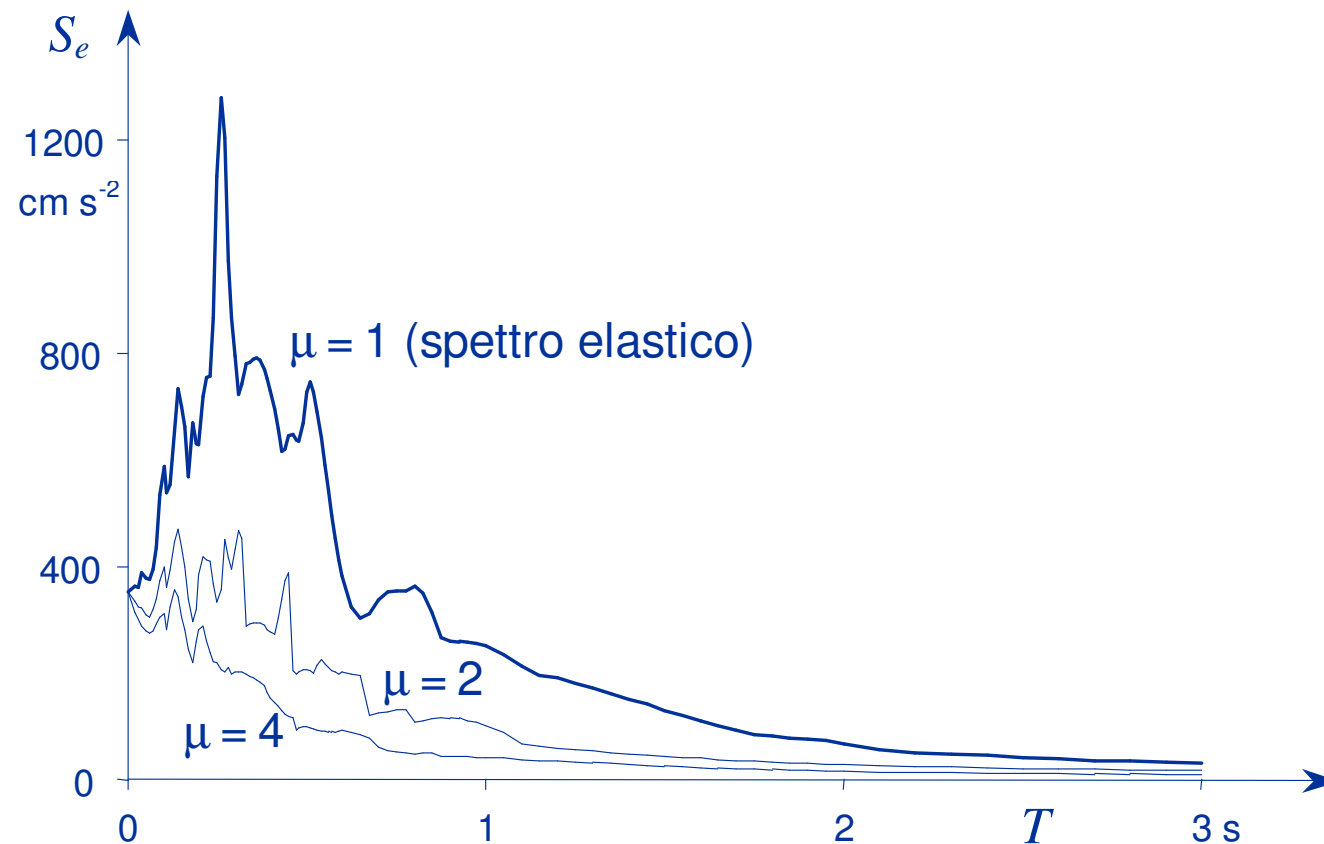


Si nota che  
effettivamente la  
riduzione dell'ordinata  
spettrale è, più o meno,  
pari alla duttilità  
disponibile

Spettro di risposta a duttilità assegnata

# Spettri di progetto di normativa

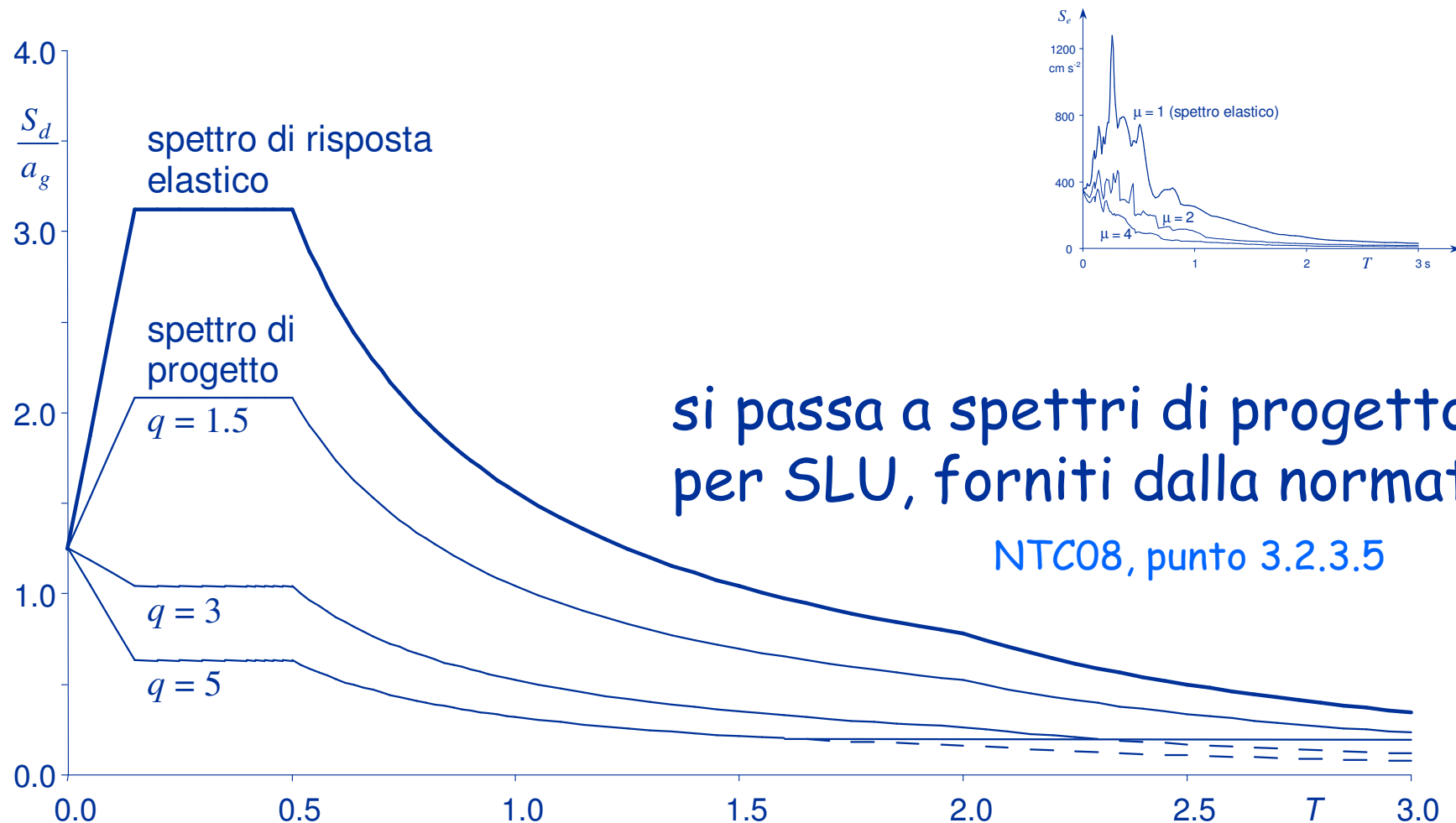
Dagli spettri di risposta a duttilità assegnata





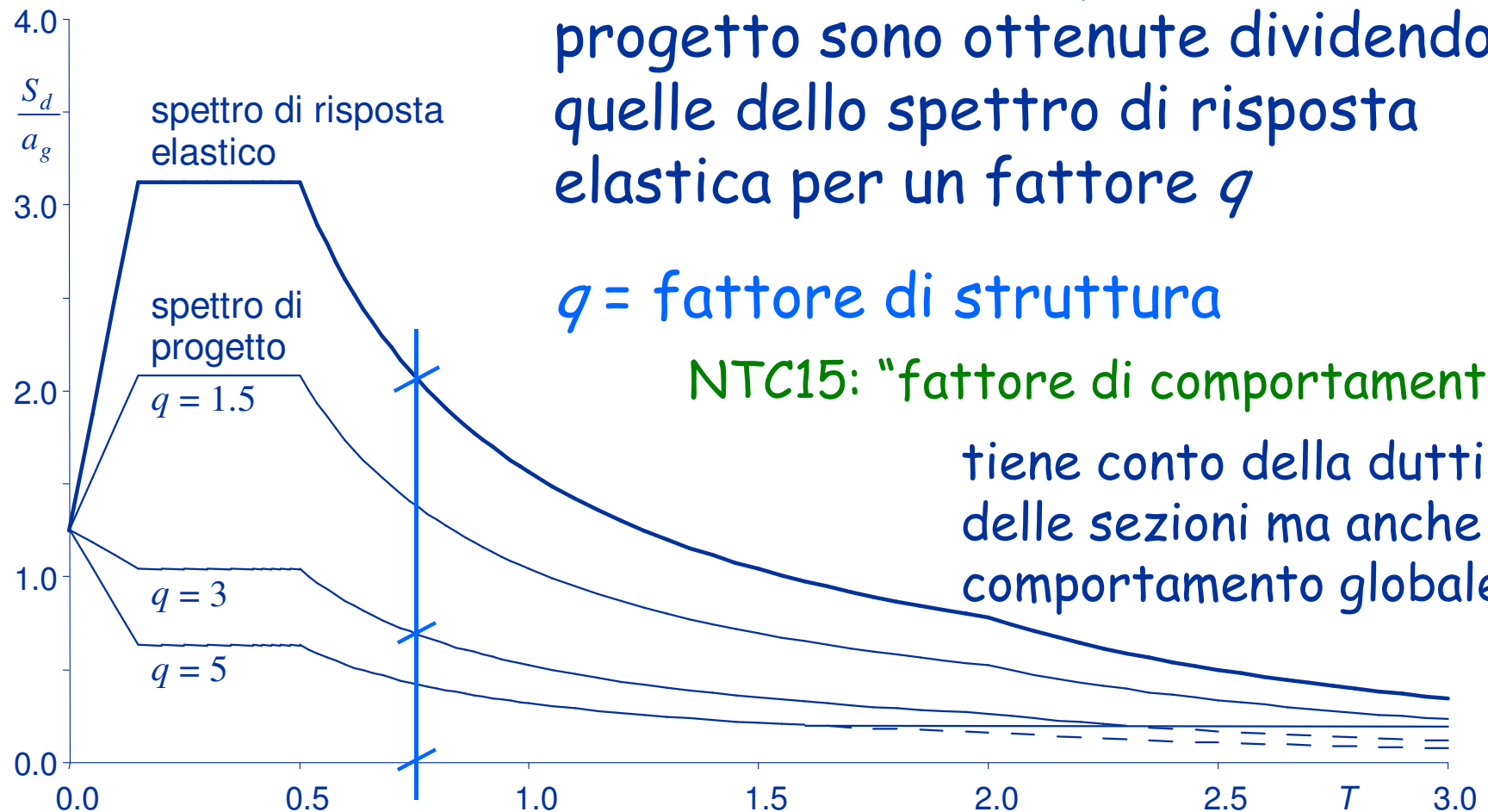
# Spettri di progetto di normativa

Dagli spettri di risposta a duttilità assegnata



Spettri di progetto per SLV  
NTC 08 (D.M. 14/1/2008)

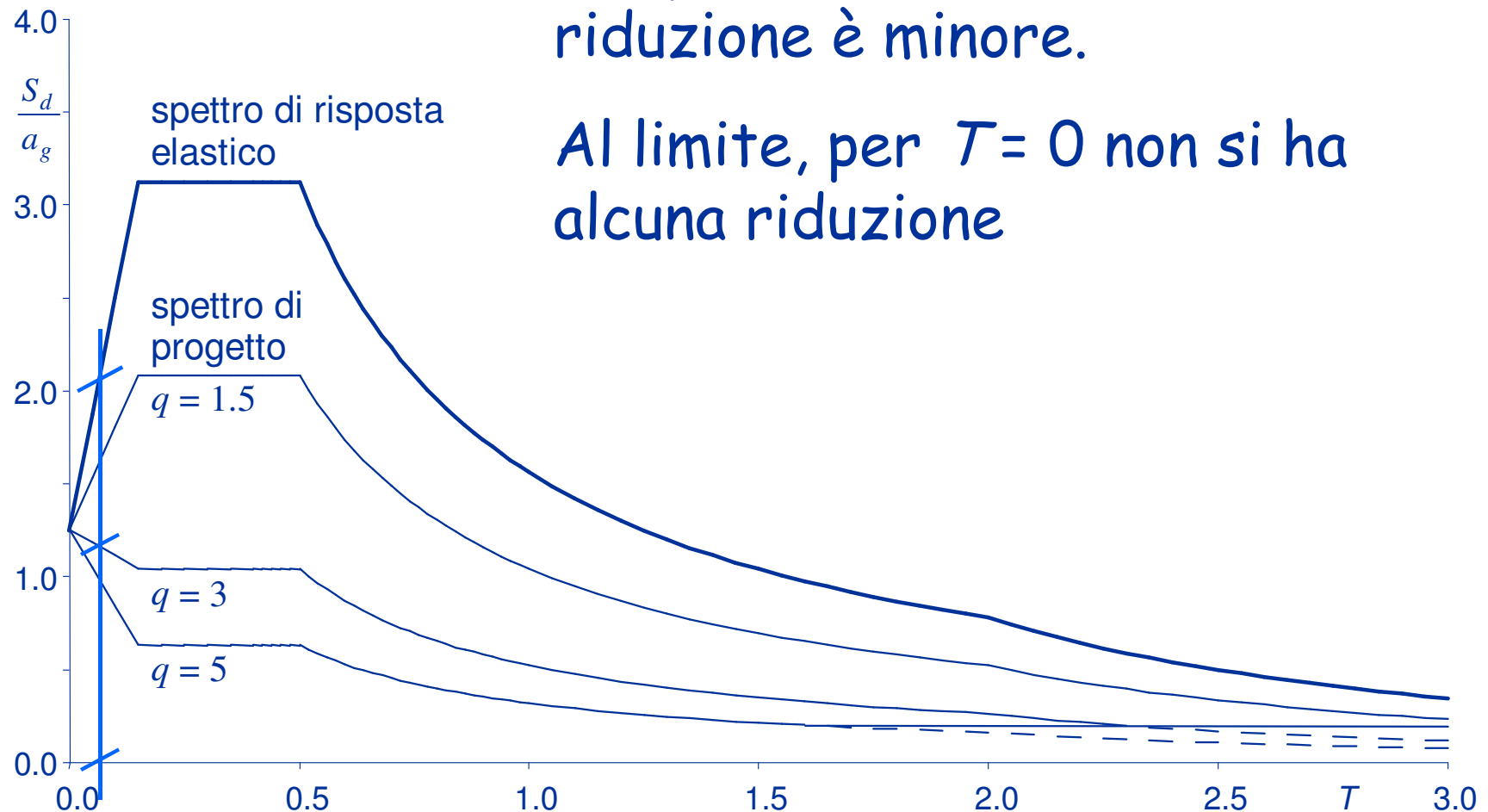
# Spettri di progetto di normativa



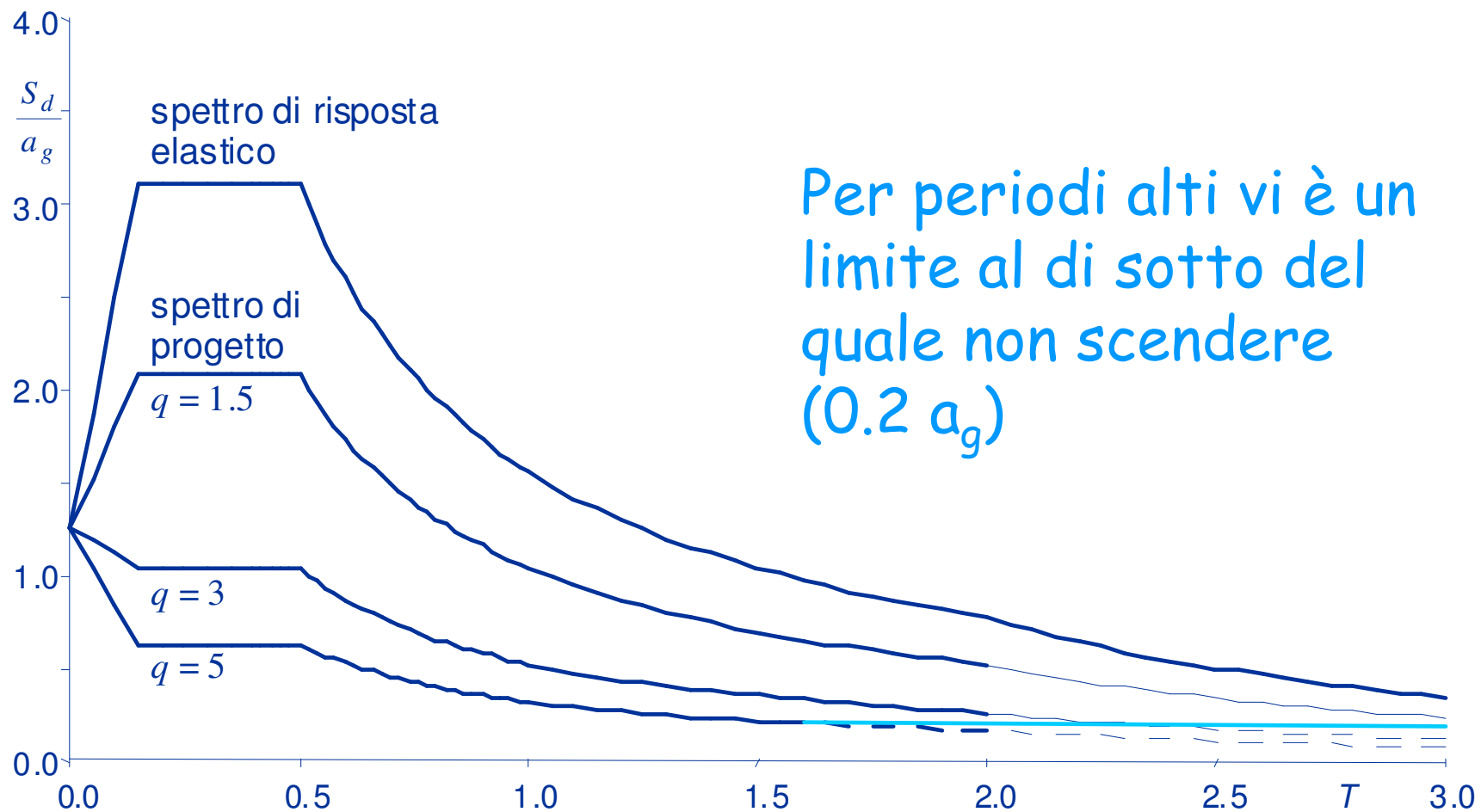
# Spettri di progetto di normativa

Per periodi molto bassi la riduzione è minore.

Al limite, per  $T = 0$  non si ha alcuna riduzione

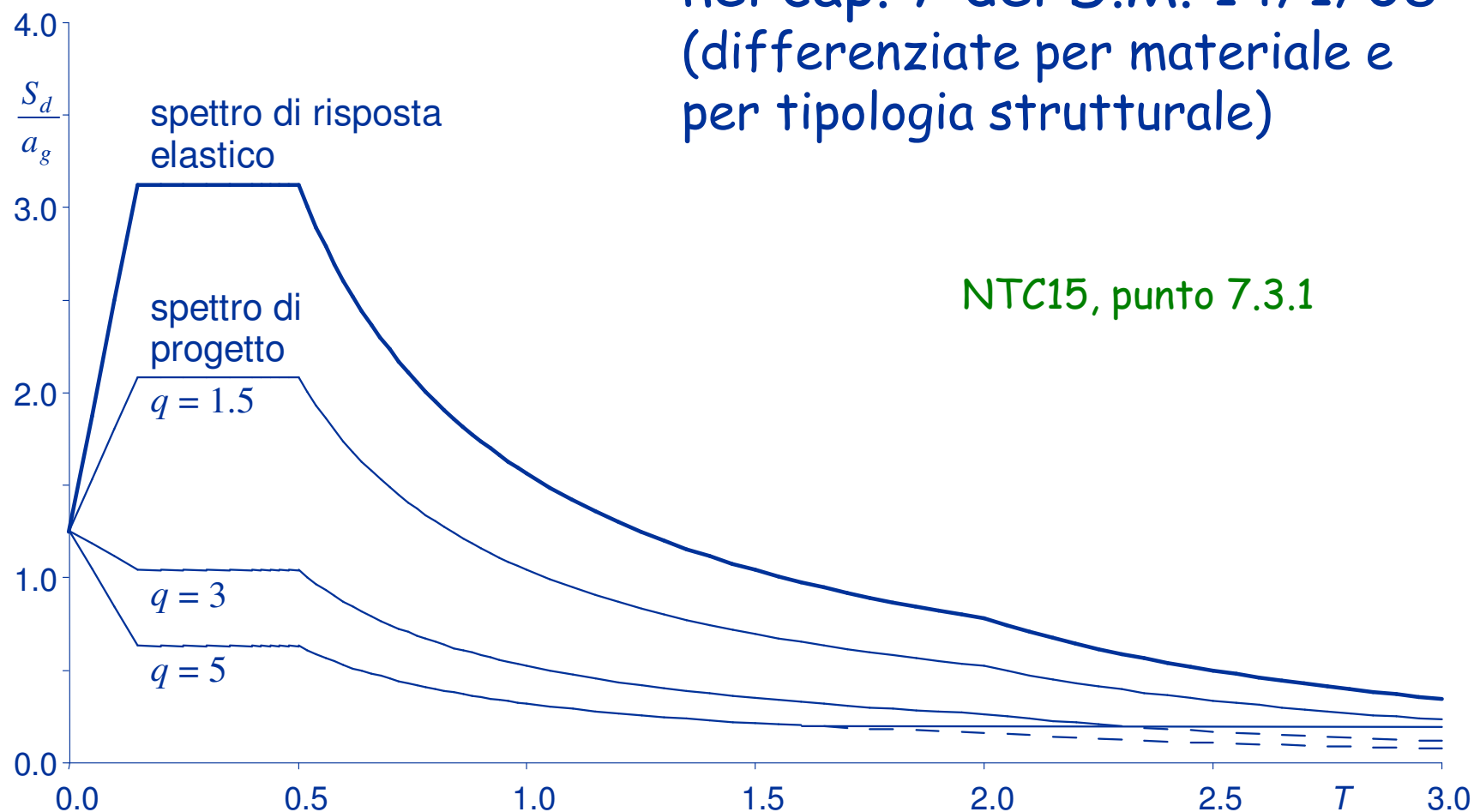


# Spettri di progetto di normativa

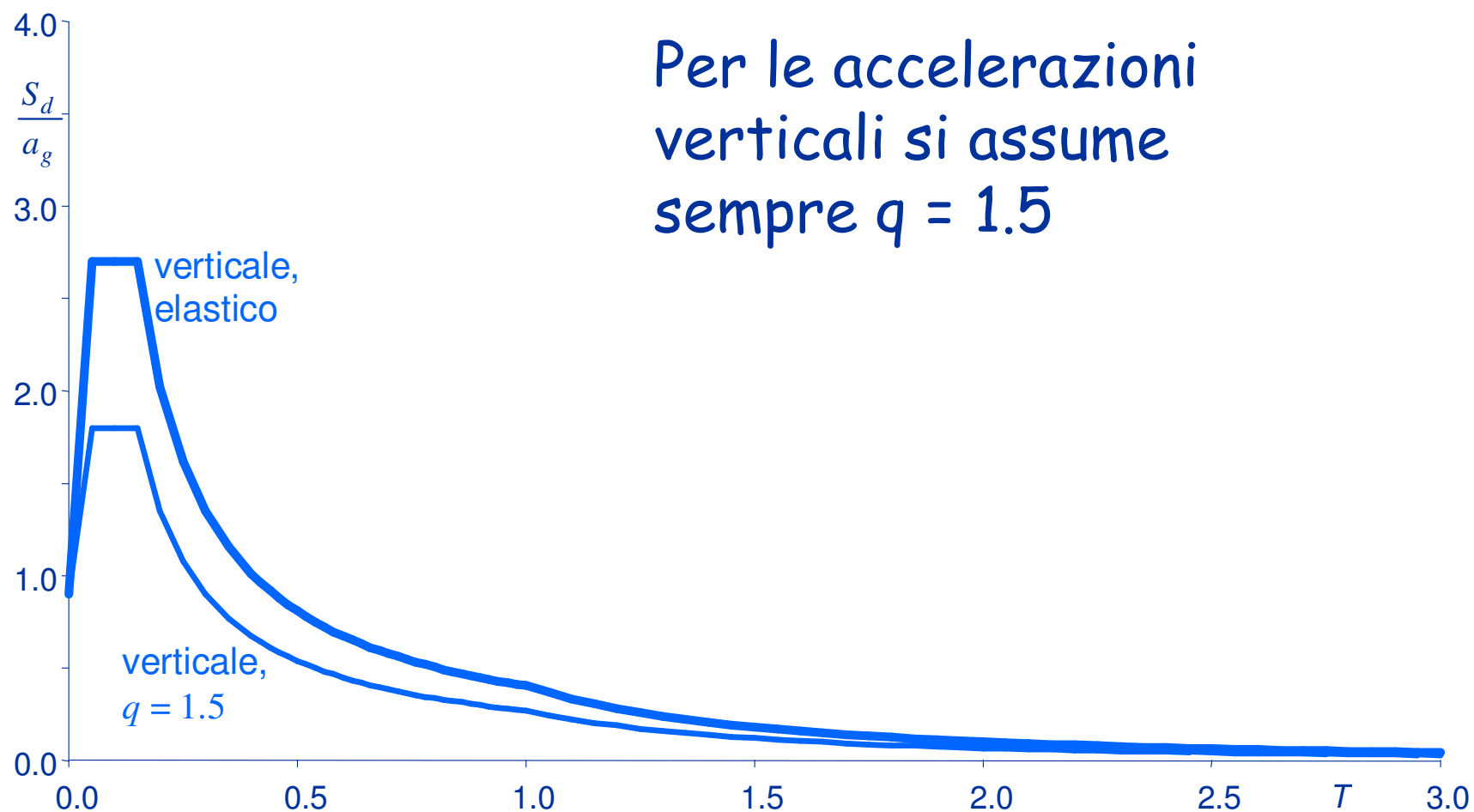


# Spettri di progetto di normativa accelerazioni orizzontali

Il valore del fattore di comportamento  $q$  è definito  
nel cap. 7 del D.M. 14/1/08  
(differenziate per materiale e  
per tipologia strutturale)



# Spettri di progetto di normativa accelerazioni verticali



# Displacement based design o Force based design?

- Tradizionalmente si è scelto di puntare sulla progettazione **basata sulle forze**, perché è più vicina al modo standard di procedere dei progettisti
- Problema di fondo:
  - quanto vale la duttilità disponibile?
  - che valore assegnare al fattore di comportamento  $q$ ?
- La normativa fornisce valori di  $q$  e indicazioni per ottenere una sufficiente duttilità

**Ma sono veramente efficaci?**



# Displacement based design o Force based design?

- Le nuove tendenze vanno verso una progettazione basata sugli spostamenti, per superare i dubbi relativi alla duttilità
- Questo vale soprattutto per l'analisi di strutture esistenti, per le quali è molto difficile valutare correttamente la duttilità disponibile

# Risposta sismica

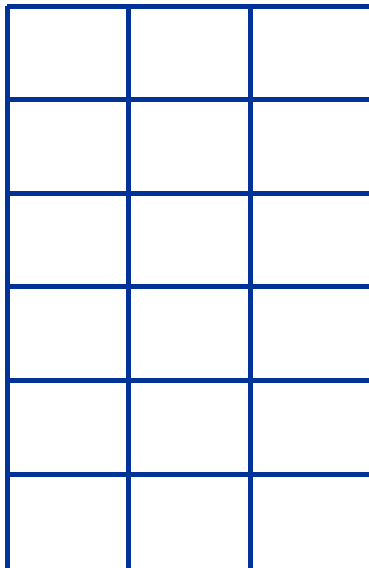
Schemi a più gradi di libertà  
in campo plastico

# Analisi della risposta dinamica non lineare

Occorre:

- Definire un modello della struttura
- Definire un modello non lineare per il materiale

# Analisi della risposta dinamica non lineare



Modello per i materiali



Legame momento-curvatura  
( $M-\chi$ ) per la sezione  
mediante modello a fibre



Modello di telaio con  
cerniere plastiche



Modello di telaio  
a fibre

# Alcuni problemi

relativi alla modellazione di struttura/materiale

Problemi (per i pilastri - telai piani)

- Resistenza e duttilità variano con lo sforzo normale
- Se lo sforzo normale è alto:
  - È difficile schematizzare il legame con un a bilatera elastica-perfettamente plastica
  - C'è un ramo decrescente molto accentuato, con forte perdita di resistenza
  - La duttilità si riduce fortemente

# Alcuni problemi

relativi alla modellazione di struttura/materiale

Problemi (per i pilastri - telai spaziali)

- Occorre tener conto della interazione tra  $N$ ,  $M_x$  ed  $M_y$
- La modellazione è difficile ed i risultati potrebbero non essere attendibili

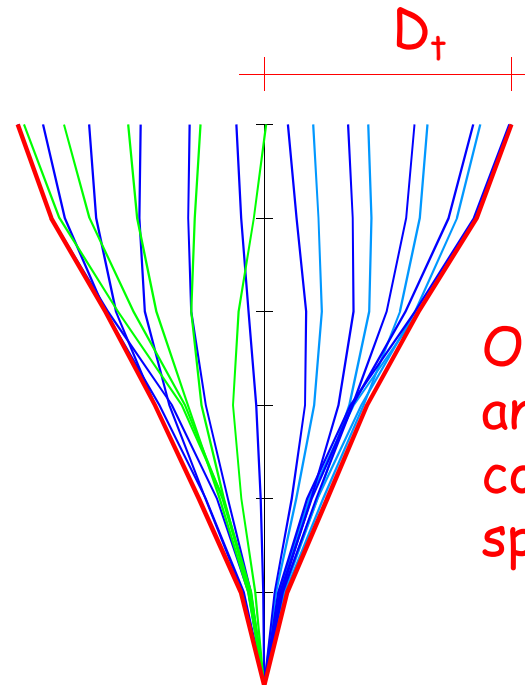
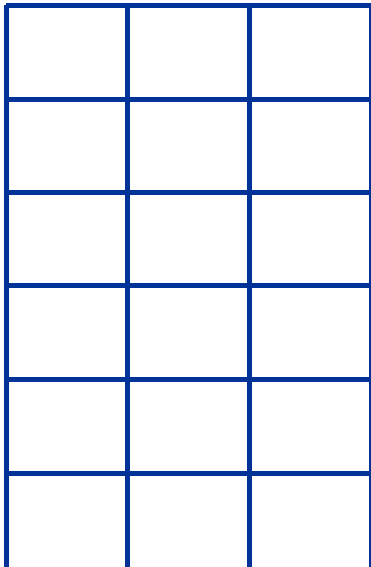
# Analisi della risposta dinamica non lineare

Occorre:

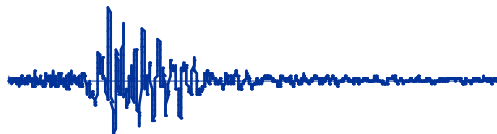
- Definire un modello della struttura
- Definire un modello non lineare per il materiale
- Assegnare un accelerogramma
- Integrare (con un procedimento numerico) le equazioni del moto

Si ottiene la risposta nel tempo,  
istante dopo istante (time history)

# Analisi della risposta dinamica non lineare



Ovviamente fornisce  
anche i massimi,  
come l'involuppo degli  
spostamenti



La struttura si deforma nel tempo

La forma della deformata varia nel tempo

Compaiono e scompaiono cerniere

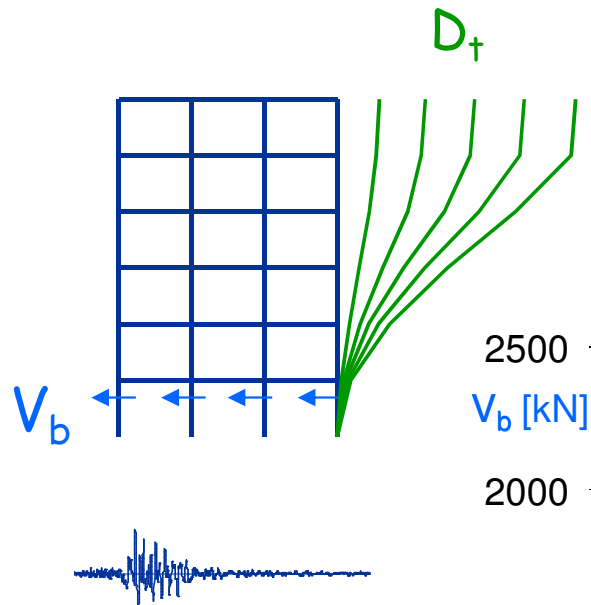
L'analisi dinamica non lineare fornisce  
deformazioni, spostamenti, ecc. ad ogni istante



# Analisi della risposta dinamica non lineare

- Il giudizio sulla capacità della struttura di superare il terremoto si esprime esaminando:
  - rotazione plastica delle singole sezioni
  - rotazioni alla corda
  - spostamenti relativi tra i pianie non:
  - caratteristiche della sollecitazione
- Siamo quindi nell'ambito del  
displacement based design

# Risposta dinamica non lineare al crescere di $a_g$

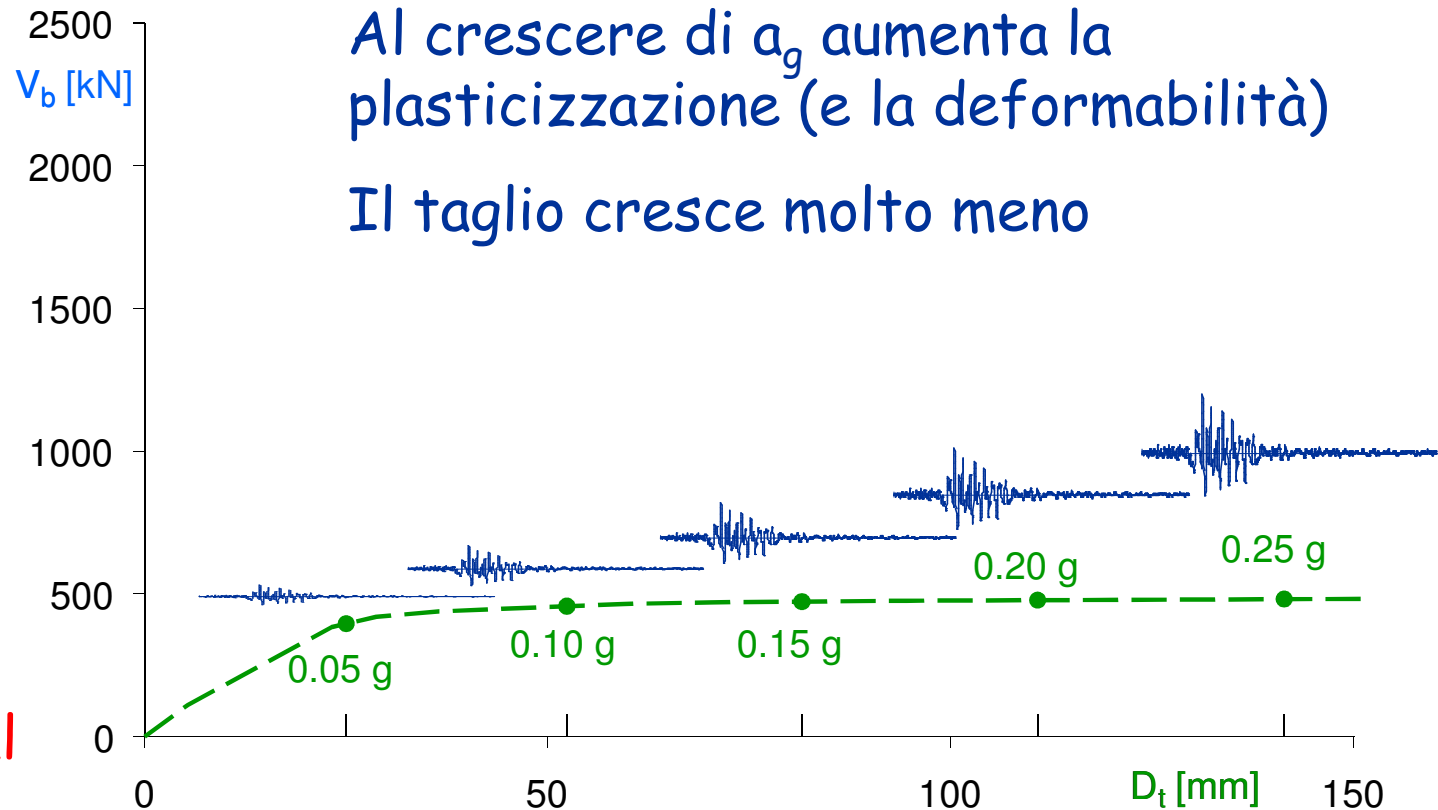


Al crescere di  $a_g$  tutto cresce  
ma non in proporzione

Al crescere di  $a_g$  aumenta la  
plasticizzazione (e la deformabilità)

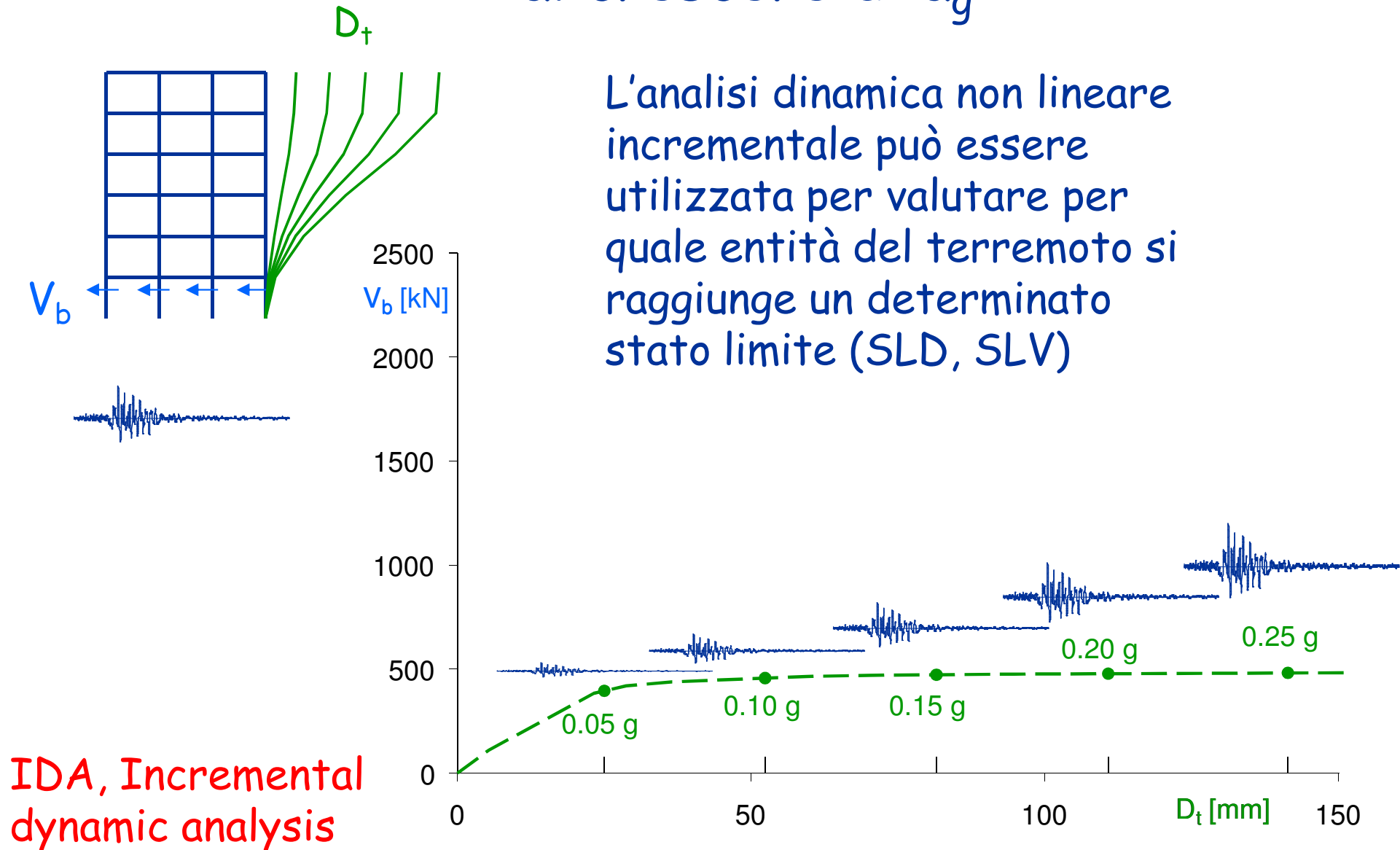
Il taglio cresce molto meno

IDA, Incremental  
dynamic analysis



# Risposta dinamica non lineare al crescere di $a_g$

L'analisi dinamica non lineare incrementale può essere utilizzata per valutare per quale entità del terremoto si raggiunge un determinato stato limite (SLD, SLV)



IDA, Incremental  
dynamic analysis

# Analisi dinamica non lineare

Consente di valutare bene la risposta strutturale, ma:

- Può essere usata solo per verifica (richiede una preliminare definizione delle resistenze)
- Va effettuata con specifici accelerogrammi - vedi NTC 08, punto 3.2.3.6 (almeno 3  $\Rightarrow$  ma sono sufficienti?)
- Richiede l'uso di programmi molto sofisticati ed una accurata modellazione del comportamento ciclico delle sezioni  $\Rightarrow$  possibili errori

Quindi: possibile solo a livello di ricerca

# Alternative all'analisi dinamica non lineare

1. Rimanendo in un approccio basato sugli spostamenti, si può cercare di prevedere il comportamento dinamico non lineare basandosi su una *analisi statica non lineare*

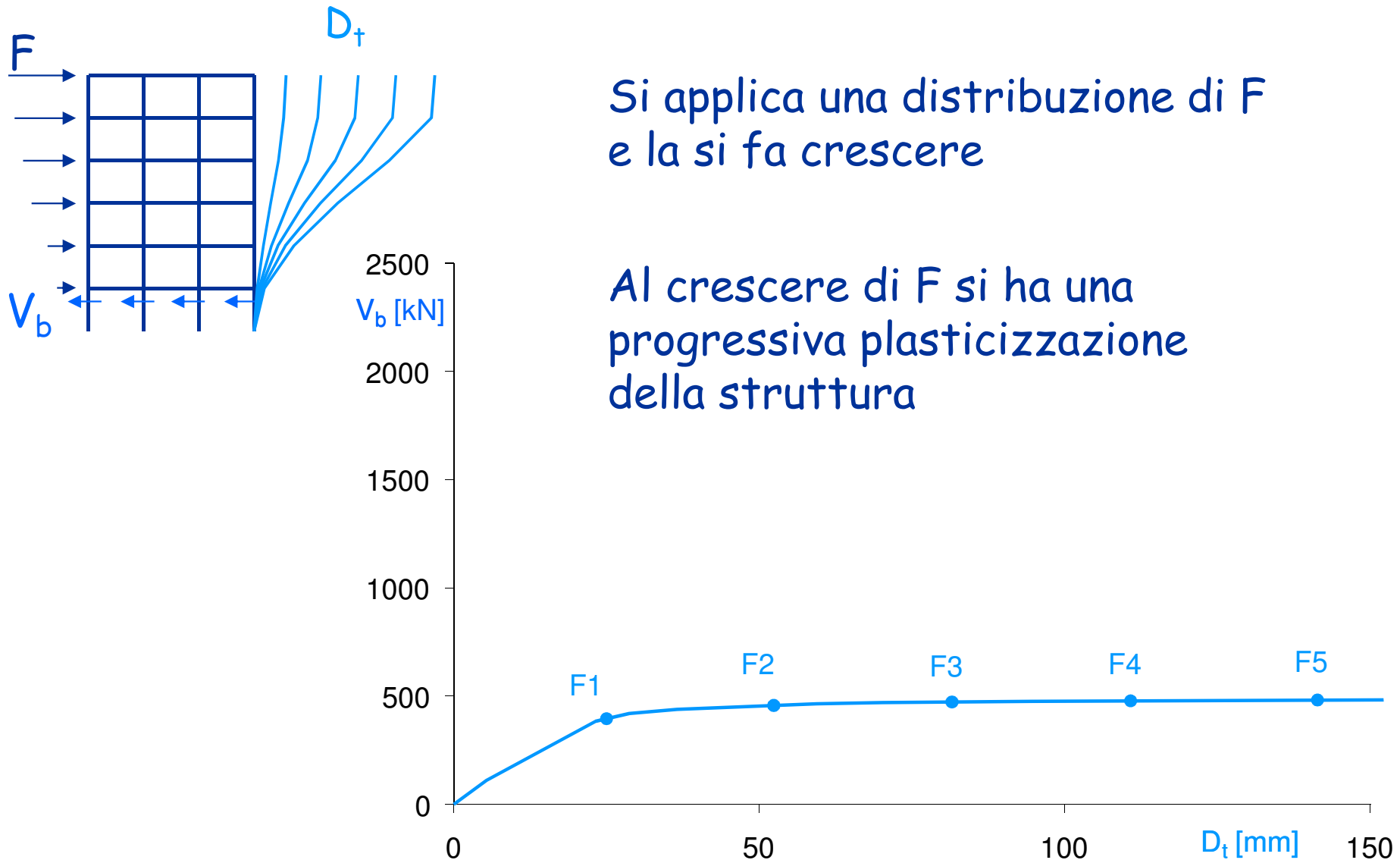
# Analisi statica non lineare

Effettuare una *analisi statica non lineare* vuol dire:

1. Esaminare il comportamento non lineare della struttura soggetta a forze statiche crescenti (analisi pushover)

# Alternative all'analisi dinamica inelastica

## Analisi statica non lineare



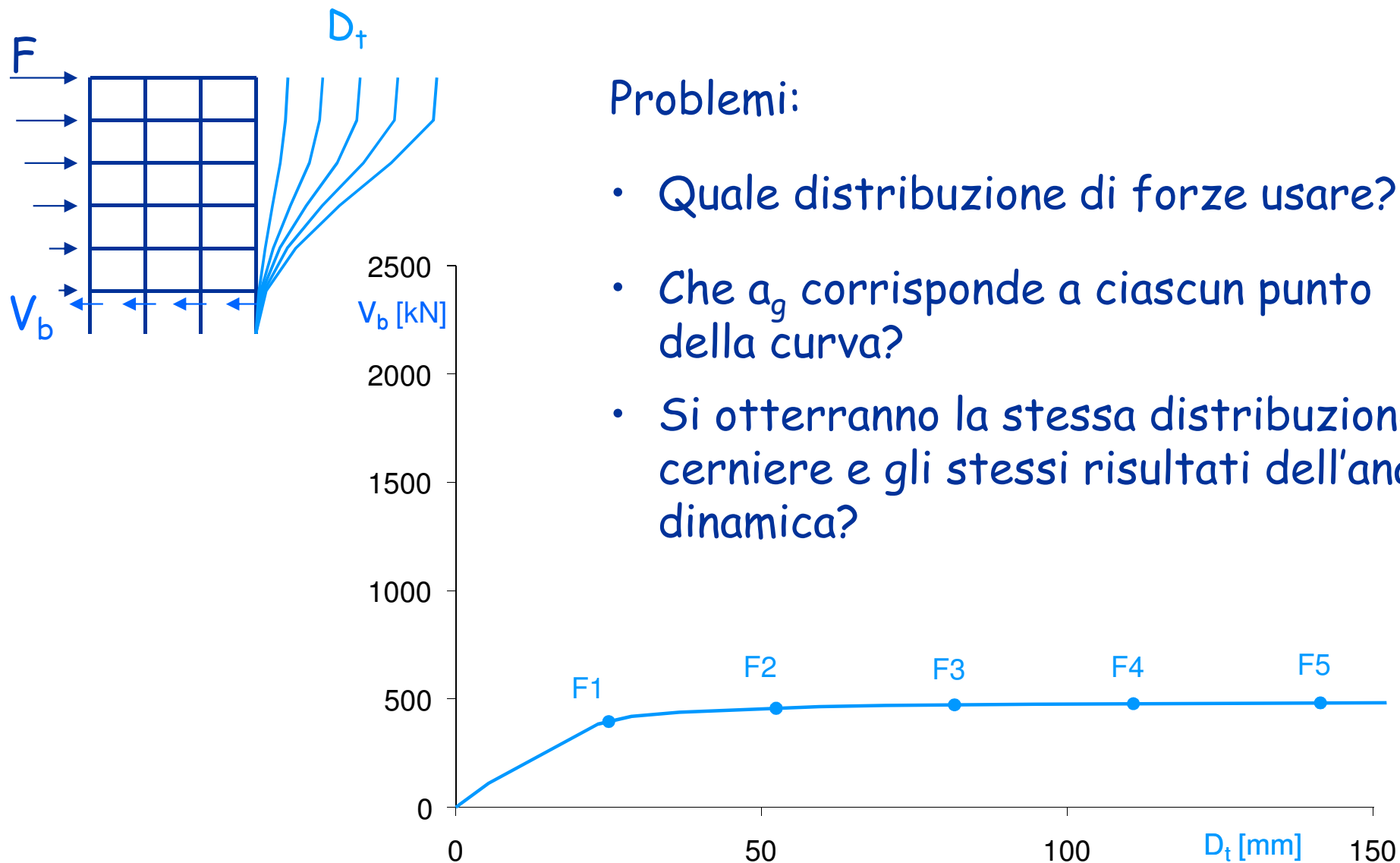
# Analisi statica non lineare

Effettuare una **analisi statica non lineare** vuol dire:

1. Esaminare il comportamento non lineare della struttura soggetta a forze statiche crescenti (analisi pushover)
2. Stimare gli spostamenti che la struttura avrà durante il terremoto  
(ipotesi di uguaglianza - o relazione nota - tra spostamenti dinamici in campo elastico e in campo non lineare)  
In questo modo si mette in relazione ciascun punto della pushover con un valore di  $a_g$
3. Giudicare la struttura in base a quello che le accade per gli spostamenti da sisma stimati



# Analisi statica non lineare



Problemi:

- Quale distribuzione di forze usare?
- Che  $a_g$  corrisponde a ciascun punto della curva?
- Si otterranno la stessa distribuzione di cerniere e gli stessi risultati dell'analisi dinamica?

# Analisi statica non lineare

L'idea è ottima, perché riesce a tener conto in maniera esplicita della duttilità della struttura. Ma:

- Gli spostamenti di collasso valutati con forze statiche coincidono con quelli dinamici?



Nell'esempio qui a fianco sì, ma non è sempre vero

# Analisi statica non lineare

L'idea è ottima, perché riesce a tener conto in maniera esplicita della duttilità della struttura. Ma:

- Gli spostamenti di collasso valutati con forze statiche coincidono con quelli dinamici?
- Quanto è affidabile la previsione degli spostamenti che la struttura subirà durante un terremoto?

Inoltre, essa può essere usata solo per verifica (richiede una preliminare definizione delle resistenze)

# Analisi statica non lineare

In quali casi può essere utile?

Progetto di nuove costruzioni:

- Solo in casi particolari, se si vuole dimostrare che il superamento della resistenza in qualche sezione non porta comunque al collasso

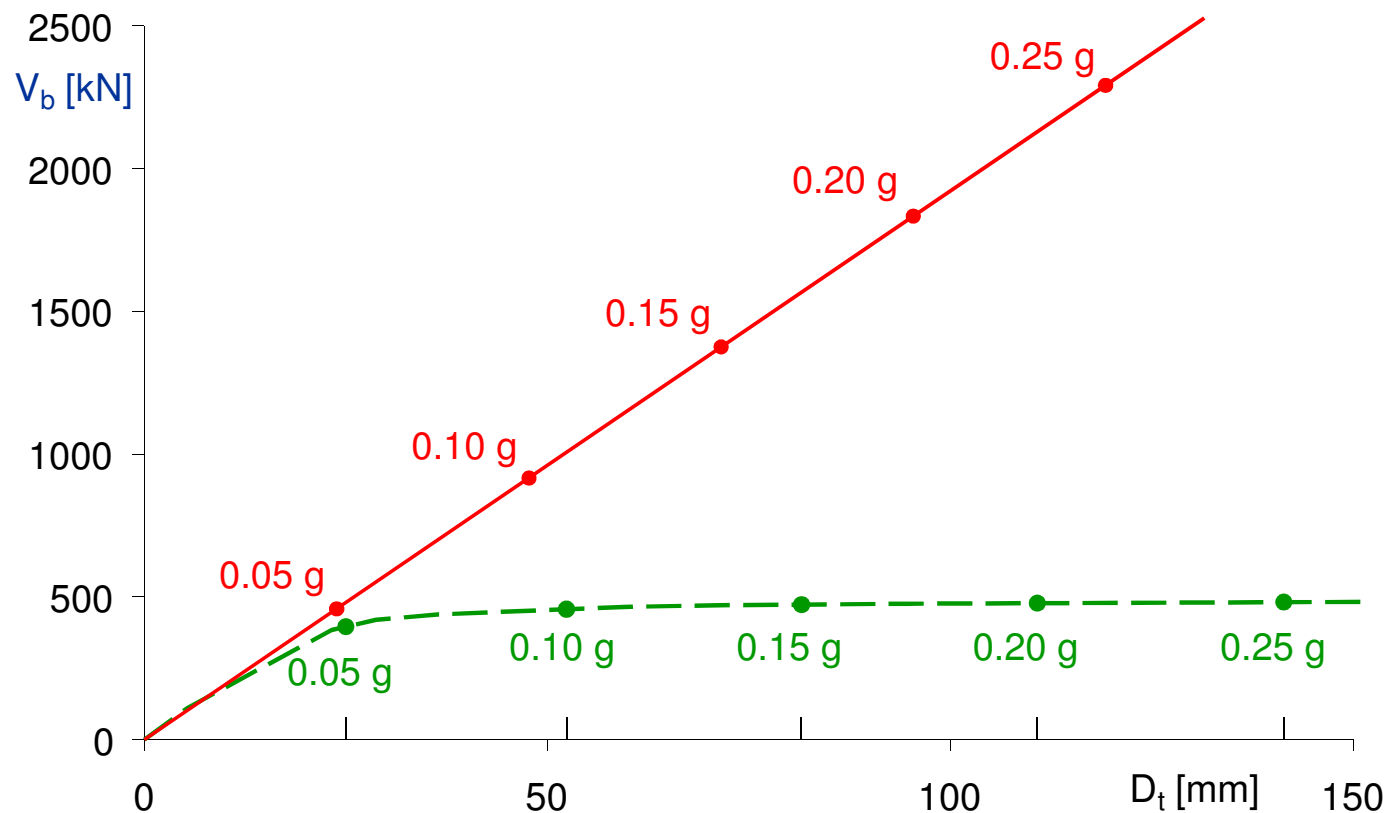
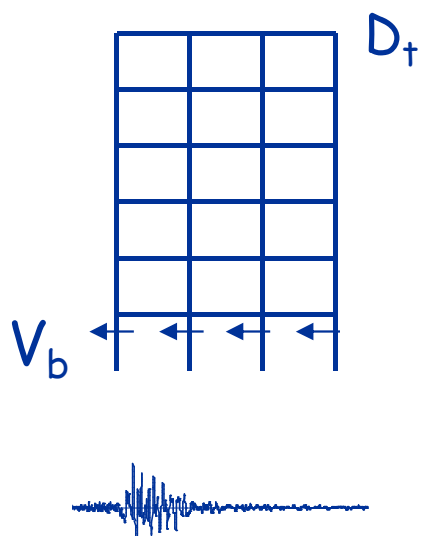
Valutazione della vulnerabilità di costruzioni esistenti:

- Se la struttura non ha collasso fragile, l'analisi statica non lineare può essere indispensabile per tener conto correttamente della duttilità

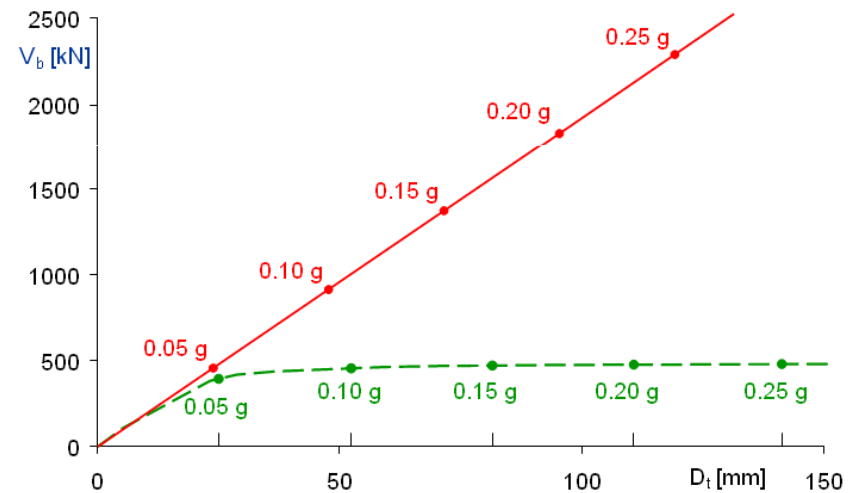
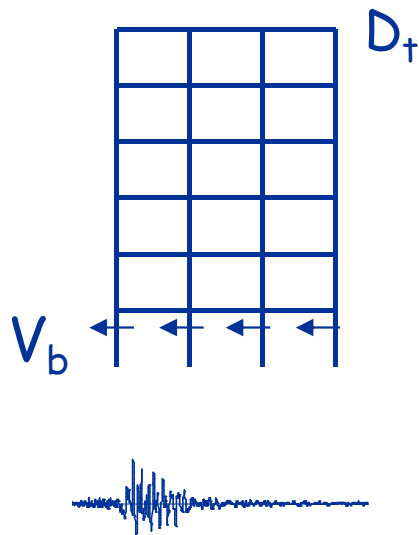
# Alternative all'analisi dinamica non lineare

1. Rimanendo in un approccio basato sugli spostamenti, si può cercare di prevedere il comportamento dinamico non lineare basandosi su una *analisi statica non lineare*
2. In qualche caso, la previsione degli spostamenti può essere fatta anche con una *analisi statica lineare*

# Confronto tra risposta dinamica lineare e non lineare



# Confronto tra risposta dinamica lineare e non lineare



Si noti che gli spostamenti in testa, a parità di  $a_g$ , potrebbero non cambiare molto nei due casi (comportamento elastico e plastico)

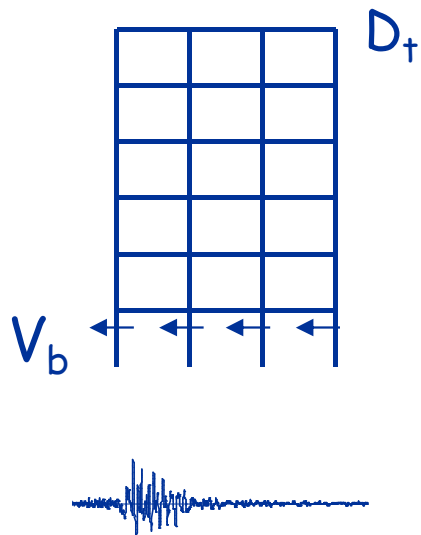
Può però essere molto diversa la distribuzione di spostamenti lungo l'altezza

# Alternative all'analisi dinamica non lineare

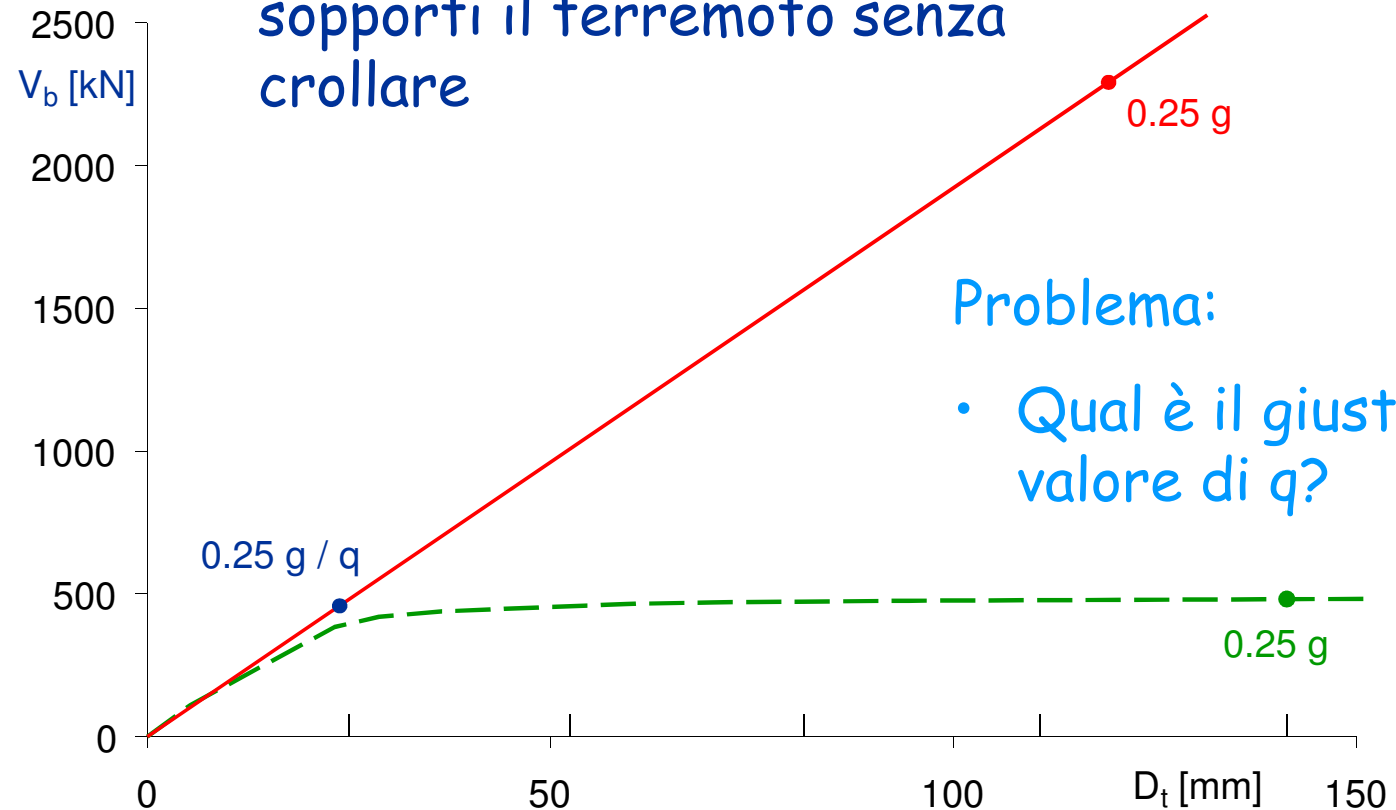
1. Rimanendo in un approccio basato sugli spostamenti, si può cercare di prevedere il comportamento dinamico non lineare basandosi su una **analisi statica non lineare**
2. In qualche caso, la previsione degli spostamenti può essere fatta anche con una **analisi statica lineare**
3. Si può applicare, anche per strutture a più gradi di libertà, un **approccio basato sulle forze**:
  - Applicare forze ridotte di una quantità dipendente dalla duttilità globale della struttura



# Analisi dinamica non lineare e analisi modale con fattore di comportamento $q$



Si ipotizza che, grazie alla duttilità, una struttura progettata con forze ridotte sopporti il terremoto senza crollare

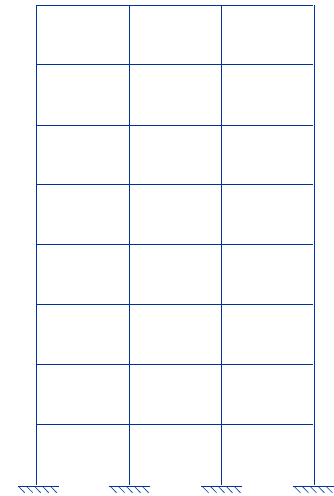


Problema:

- Qual è il giusto valore di  $q$ ?

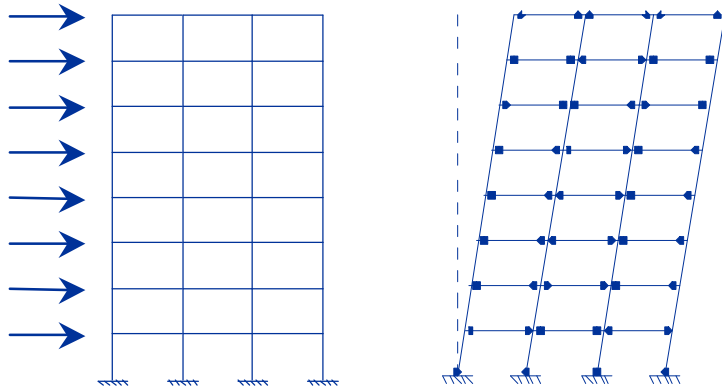
# Dalla sezione alla struttura

Per schemi a più gradi di libertà



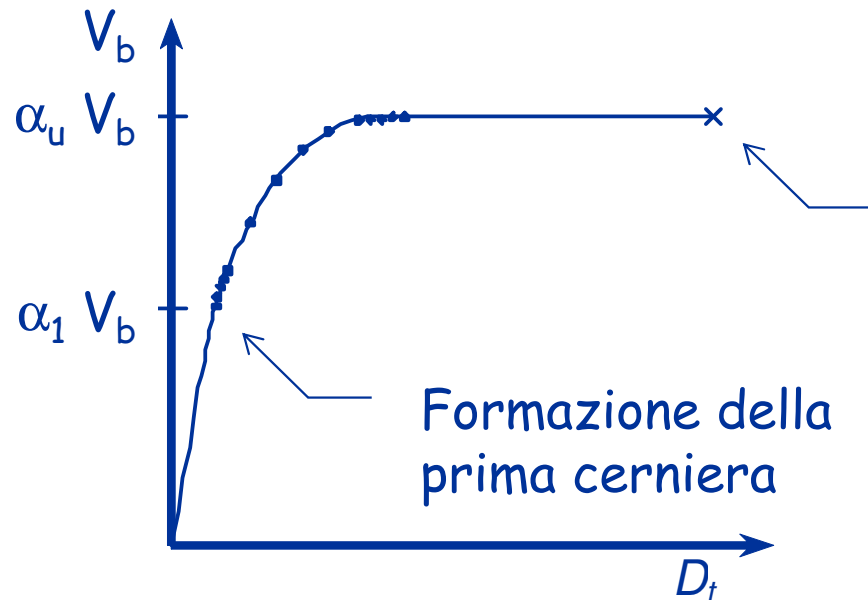
il passaggio tra comportamento della sezione e comportamento globale è molto più complesso

# Meccanismi di collasso per schemi multipiano



Notare:

Buon incremento della forza  
da prima plasticizzazione a  
collasso

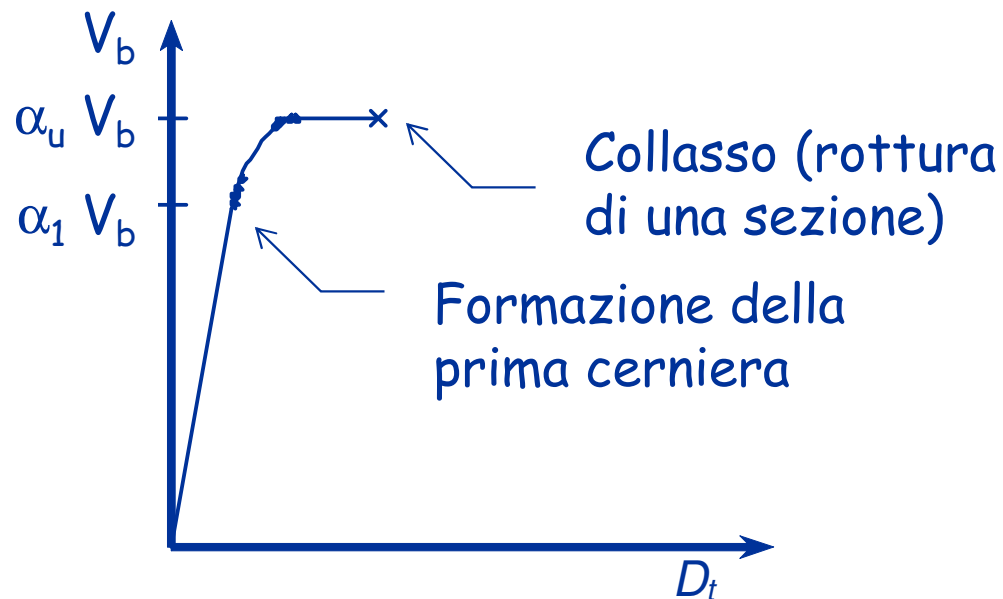
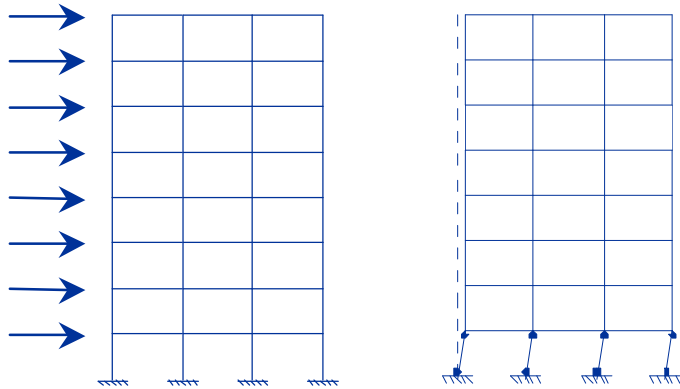


Collasso (rottura  
di una sezione)

Forti spostamenti a collasso =  
elevata duttilità globale

Modalità di collasso:  
globale

# Meccanismi di collasso per schemi multipiano



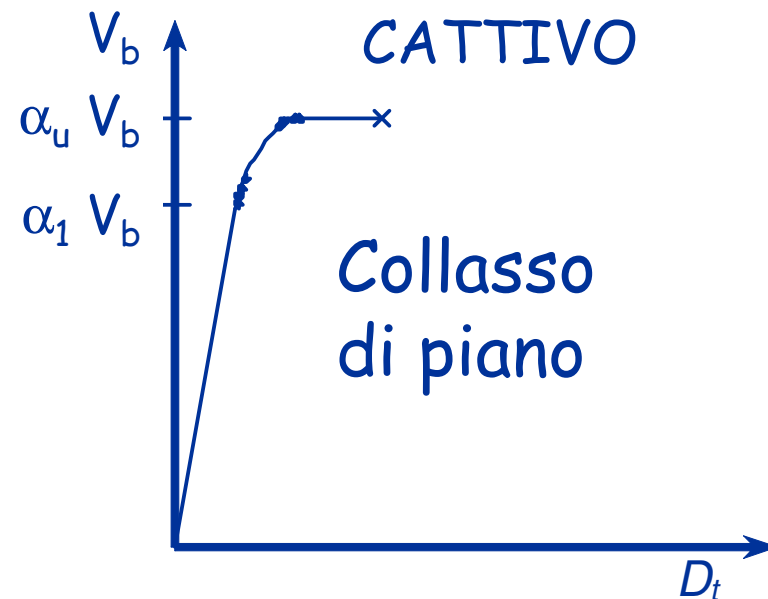
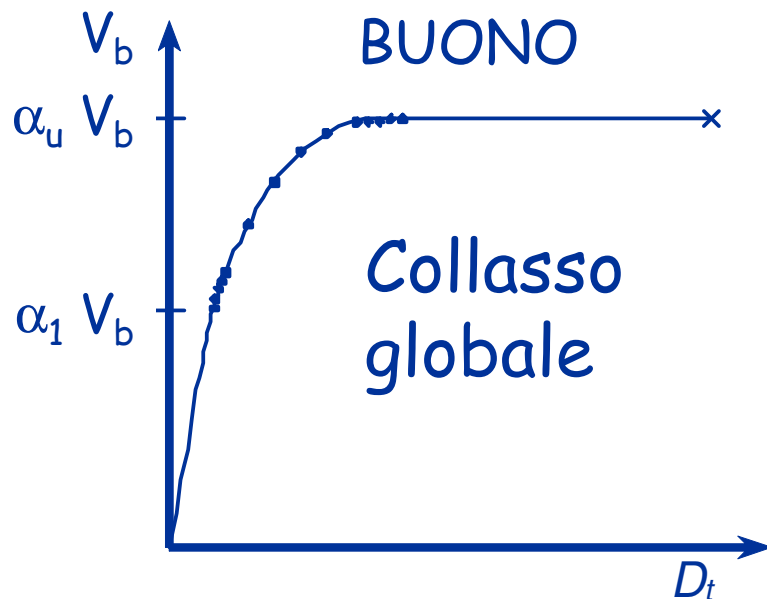
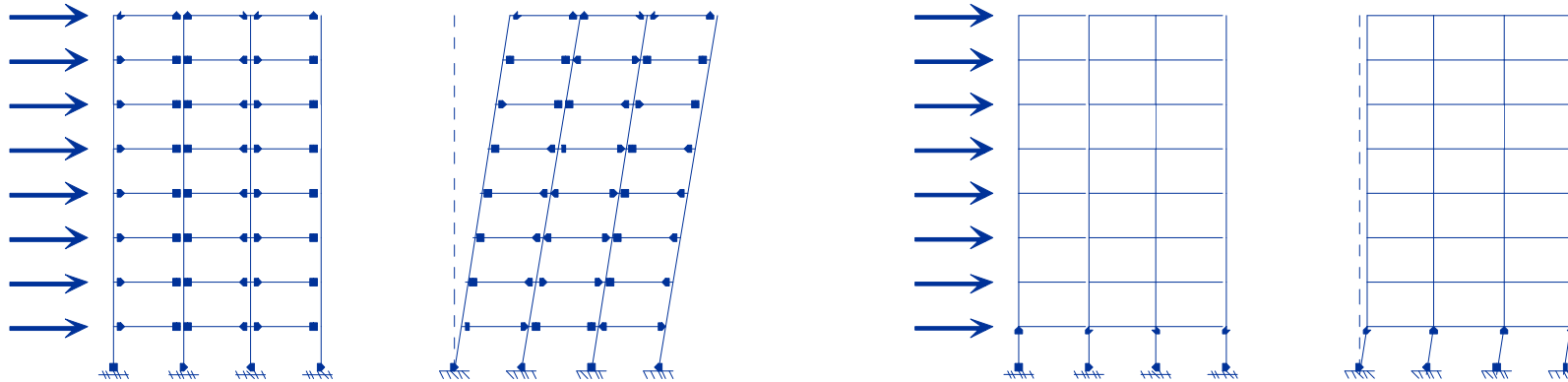
In altri casi, invece:

Basso incremento della forza  
da prima plasticizzazione a  
collasso

Modesti spostamenti a  
collasso = ridotta duttilità  
globale

Modalità di collasso:  
di piano

# Meccanismi di collasso per schemi multipiano

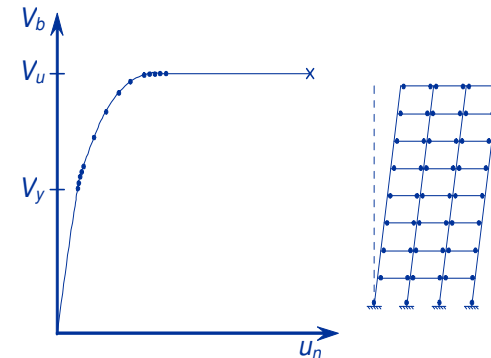


Per avere alta duttilità occorre un collasso globale

# Meccanismi di collasso per schemi multipiano

Nella progettazione, per ottenere una struttura ad alta duttilità occorre:

- garantire una buona duttilità locale (con particolare attenzione ai dettagli costruttivi)
- garantire un collasso globale, fornendo maggiore resistenza ai pilastri (criterio di gerarchia delle resistenze) **NTC15: "progetto in capacità"**
- evitare che la mancanza di regolarità porti a concentrazione della plasticizzazione



# Fattore di comportamento

Le ordinate dello spettro di progetto sono ottenute dividendo quelle dello spettro di risposta elastica per il fattore di comportamento  $q$

Il fattore di struttura tiene conto della duttilità delle sezioni ma anche del comportamento globale della struttura

# Fattore di comportamento

Dipende da:

- Classe di duttilità dell'edificio
- Duttilità generale della tipologia strutturale
- Rapporto tra resistenza ultima e di prima plasticizzazione
- Regolarità dell'edificio

$$q = q_0 K_R$$




# Comportamento strutturale e classi di duttilità

Le strutture possono essere progettate:

- Per avere un comportamento strutturale non dissipativo
  - La struttura rimarrà sostanzialmente in campo elastico
  - Si usa un fattore di comportamento non superiore a 1.5
- Per avere un comportamento strutturale dissipativo
  - La struttura avrà rilevanti plasticizzazioni
  - Si usa un fattore di struttura superiore a 1.5
  - Si possono distinguere due classi di duttilità  
A = alta                                      B = media

# Classe di duttilità

(comportamento globale e duttilità locale)

## Classe di duttilità alta: CD"A"

Richiede maggiori accorgimenti e maggiori coefficienti di sicurezza nel calcolo ed impone dettagli costruttivi più severi

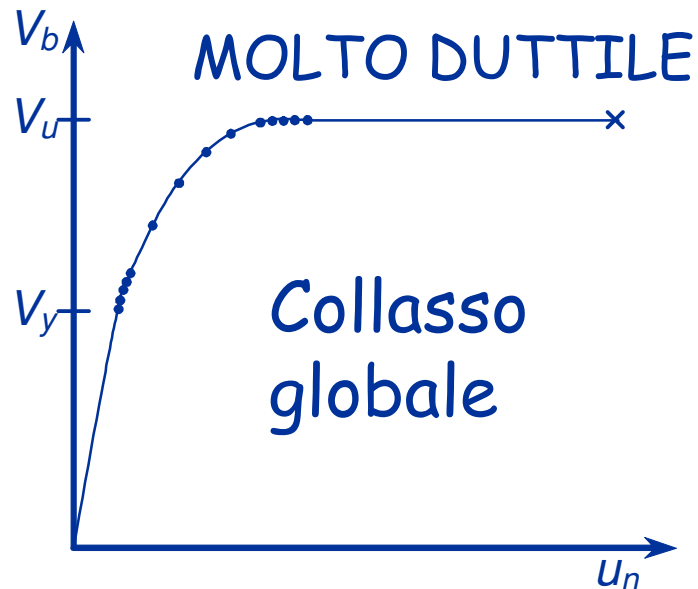
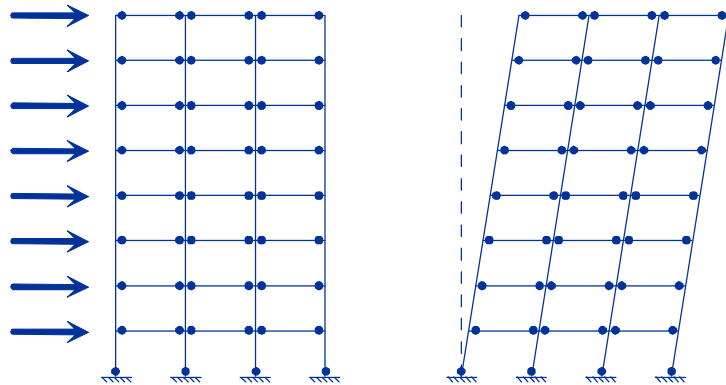
## Classe di duttilità media: CD"B"

Forze di calcolo maggiori

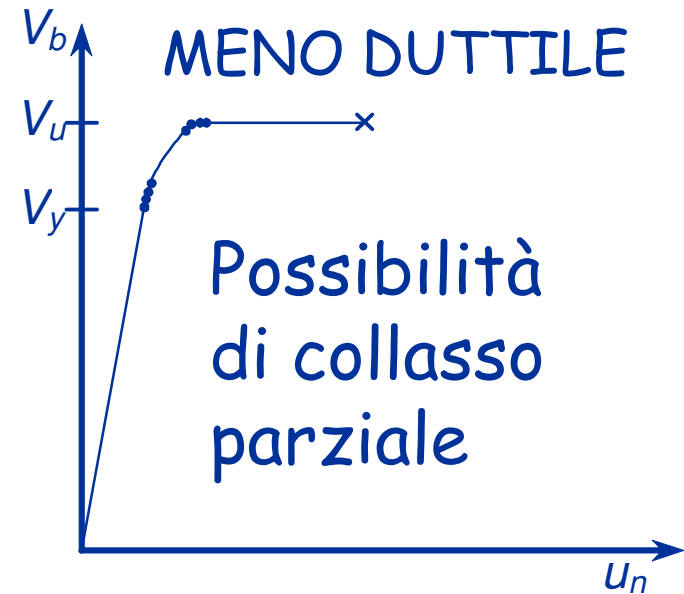
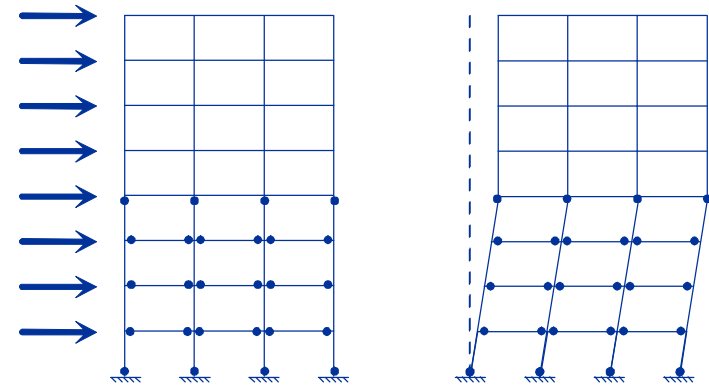
Il progettista deve scegliere, a priori, quale classe di duttilità adottare

# Scelte progettuali: alta o media duttilità

## ALTA DUTTILITÀ



## MEDIA DUTTILITÀ



Attenzione: il grado di sicurezza deve essere uguale

# Scelte progettuali: alta o media duttilità

## ALTA DUTTILITÀ

- Forze sismiche minori (minore resistenza)
- Dettagli costruttivi più curati
- Progetto dei pilastri col criterio di gerarchia delle resistenze
- Evitare irregolarità strutturali per evitare forti concentrazioni della plasticizzazione

## BASSA DUTTILITÀ

- Forze sismiche maggiore (maggiore resistenza)
- Dettagli costruttivi meno curati
- Il criterio di gerarchia delle resistenze si usa ma con coefficienti minori

# Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

$q_0$

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

- *struttura a telaio*, nella quale le azioni verticali ed orizzontali sono sopportate da un insieme di travi e pilastri che costituiscono un telaio spaziale; si può parlare di struttura a telaio anche in presenza di pareti di modeste dimensioni, a condizione che la gran parte della resistenza ad azioni orizzontali (almeno il 65%) sia garantita dagli elementi a telaio;

NTC15, punto 7.3.1 e 7.4.3.1

# Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

$q_0$

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

- *struttura a pareti*, nella quale le azioni verticali ed orizzontali sono sopportate principalmente da pareti ; si può parlare di struttura a pareti anche in presenza di pilastri e travi, a condizione che la gran parte della resistenza ad azioni orizzontali (almeno il 65%) sia garantita dalle pareti;

NTC15, punto 7.3.1 e 7.4.3.1

# Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

$q_0$

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

- *struttura mista telaio-pareti*, nella quale le azioni verticali sono sopportate prevalentemente da un telaio spaziale, mentre quelle orizzontali sono affidate sia al telaio che a pareti in c.a.; in particolare, se almeno il 50% dell'azione orizzontale è affidata a pareti si parla di *struttura mista equivalente a pareti*, nel caso contrario di *struttura mista equivalente a telaio*;

NTC15, punto 7.3.1 e 7.4.3.1

# Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

$q_0$

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

- *struttura a pendolo inverso*, nella quale il 50%, o più, della massa è concentrato nel terzo superiore dell'altezza della struttura, o nella quale la dissipazione è localizzata alla base di un singolo elemento dell'edificio;
- *struttura torsionalmente deformabile*, nella quale la rigidezza rotazionale è inferiore rispetto a quella traslazionale.

NTC15, punto 7.3.1 e 7.4.3.1

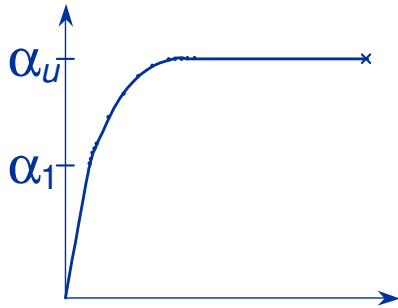


# Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

## Strutture torsionalmente deformabili

- Sono fortemente penalizzate perché hanno un cattivo comportamento sismico: le rotazioni vengono fortemente amplificate, con conseguente forte incremento di spostamenti e sollecitazioni su tutti i lati della struttura
- Per la normativa una struttura è torsionalmente deformabile se il rapporto tra raggio d'inerzia delle rigidezze e raggio d'inerzia delle masse è  $\leq$  di ~~0.8~~ 1.0  
Questo equivale a controllare se il rapporto tra periodo traslazionale e periodo rotazionale è  $\leq$  di ~~0.8~~ 1.0

# Rapporto tra resistenza ultima e di prima plasticizzazione



$$\alpha_u / \alpha_1$$

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

Oppure effettuare analisi statica non lineare

# Regolarità dell'edificio

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

La regolarità in altezza deve essere valutata a priori, guardando la distribuzione delle masse e le sezioni degli elementi resistenti, ma anche controllata a posteriori

## Esempio (casi estremi)

Edificio multipiano (e più campate) con struttura a telaio, **regolare** in altezza e in pianta, ad **alta duttilità**

$$q = 4.5 \times 1.3 \times 1.0 = 5.85$$

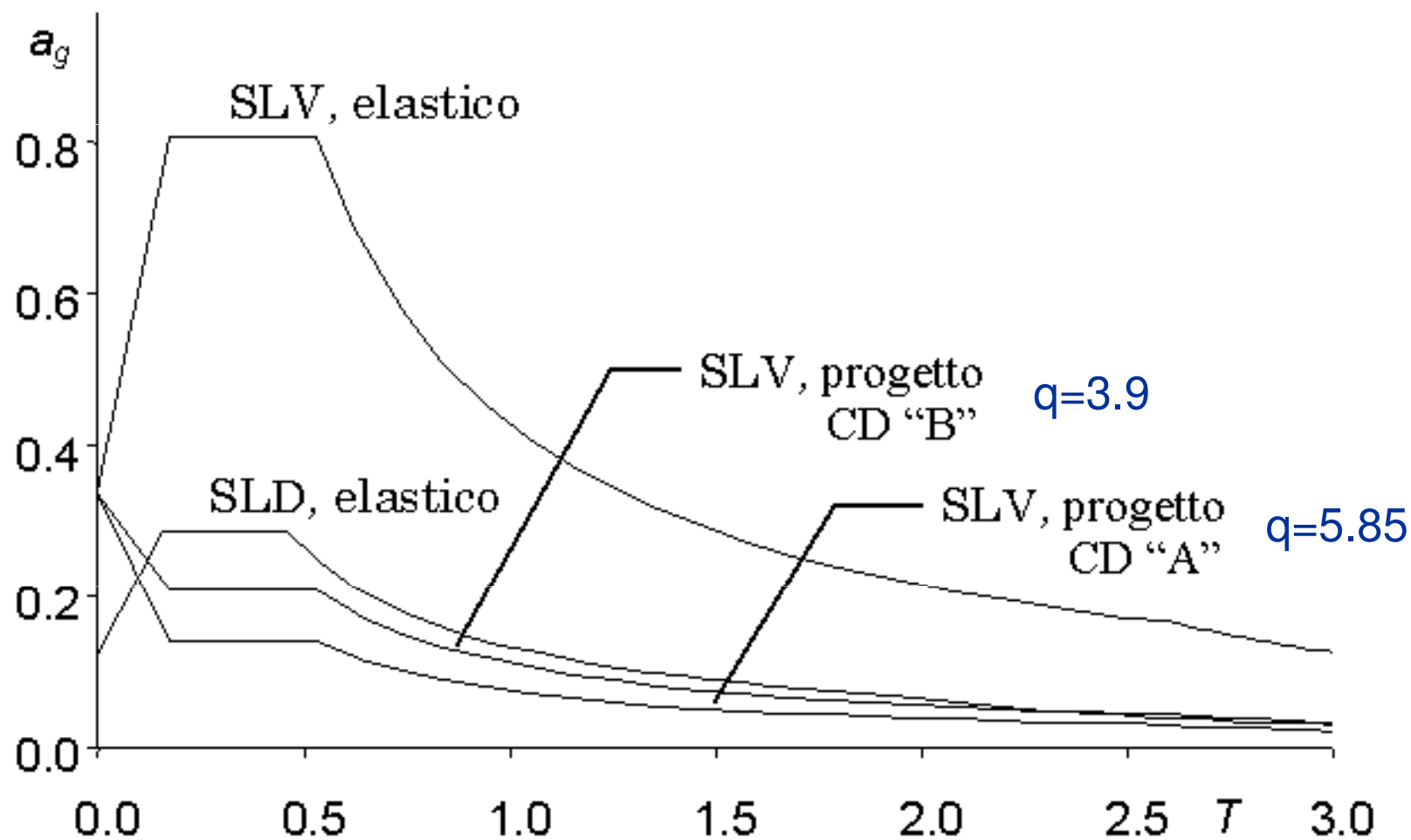
Stesso edificio, ma **non regolare** in altezza né in pianta ed a **bassa duttilità**

$$q = 3.0 \times 1.15 \times 0.8 = 2.76$$

Quindi le forze sono maggiori di oltre il doppio

Attenzione: in ogni caso bisogna evitare un collasso con meccanismo di piano, perché la riduzione di duttilità globale sarebbe anche maggiore

# Confronto tra spettri



Valori riferiti a Messina, Piazza Cairolì, suolo C

# Regolarità dell'edificio

Secondo l'attuale normativa:

- La mancanza di regolarità in altezza riduce il fattore di comportamento  $q$  mediante il coefficiente  $K_R$
- La mancanza di regolarità in pianta riduce il fattore di comportamento riducendo la sovraresistenza, cioè il rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$

Anche questo è un esempio di come la normativa tratti in maniera poco corretta gli aspetti connessi alla regolarità (o mancanza di regolarità)

# Regolarità in altezza

I sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza dell'edificio

Massa e rigidezza non variano bruscamente da un piano all'altro

Il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo non varia molto da un piano all'altro

Principi generali = prestazione richiesta

# Regolarità in altezza

Andando dal basso verso l'alto:

- le variazioni di massa sono, al massimo, il 25%
- la rigidezza non si riduce più del 30% e non aumenta più del 10%
- il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo varia di  $\pm 20\%$

Regole applicative = prescrizioni (obbligatorie?)



# Regolarità in altezza

Si noti inoltre che:

- il controllo delle masse può essere effettuato a priori, all'inizio del calcolo
- il controllo sulla rigidezza e sulla resistenza può essere effettuato solo a posteriori, dopo aver effettuato il calcolo e la disposizione delle armature

# Regolarità in pianta

- configurazione compatta e approssimativamente simmetrica
- rapporto tra i lati di un rettangolo in cui è inscritta la pianta inferiore a 4
- rientri o sporgenze non superiori al 25% della dimensione della pianta nella stessa direzione
- impalcati infinitamente rigidi nel loro piano

Criteri poco significativi e quasi non utilizzati

# Considerazioni sulla definizione di regolarità

La normativa italiana ed europea affronta il problema (molto importante) della regolarità in maniera poco soddisfacente

- Le problematiche nelle quali entra in gioco la regolarità sono numerose e andrebbero distinte in maniera chiara
- Le definizioni di "regolarità" dovrebbero essere messe chiaramente in relazione con la problematica relativa
- Sarebbe opportuno usare sempre criteri di controllo **a posteriori**, basati sulla risposta sismica della struttura e non su definizioni approssimate **a priori**

# Regolarità e fattore di comportamento $q$

Cosa influenza realmente la duttilità della struttura e quindi il fattore di comportamento da utilizzare?

- Carenza di duttilità locale

Le prescrizioni di normativa su staffe e armatura longitudinale dovrebbero garantire una buona duttilità locale

La presenza di sforzo normale di compressione molto alto può ridurre la duttilità locale

Nel caso di aste molto corte è difficile rispettare la gerarchia taglio-flessione

# Regolarità e fattore di comportamento $q$

Cosa influenza realmente la duttilità della struttura e quindi il fattore di comportamento da utilizzare?

- Precoce plasticizzazione di alcune sezioni

Il calcolo dovrebbe garantire adeguata resistenza a tutte le sezioni

Aste molto rigide (ad esempio aste molto corte) hanno una sovrarresistenza minore delle altre aste. Si potrebbe arrivare al collasso con la formazione di poche cerniere plastiche

Anche la rotazione planimetrica, nel caso di strutture non bilanciate, può portare ad una plasticizzazione precoce delle aste perimetrali

# Regolarità e fattore di comportamento $q$

Cosa influenza realmente la duttilità della struttura e quindi il fattore di comportamento da utilizzare?

- Influenza delle tamponature

Potrebbero essere inserite nel modello di calcolo (ma in genere non lo sono)

L'azione concentrata all'estremo di un pilastro può portare a rottura a taglio o plasticizzazione precoce

La distribuzione delle tamponature lungo l'altezza può portare ad un meccanismo di piano

La distribuzione delle tamponature in pianta può portare a rotazioni dell'impalcato e plasticizzazione precoce delle aste di estremità

Spettri di risposta e di progetto:  
novità introdotte dalla NTC 2015

# Spettri di risposta e di progetto: novità introdotte dalla NTC 2013

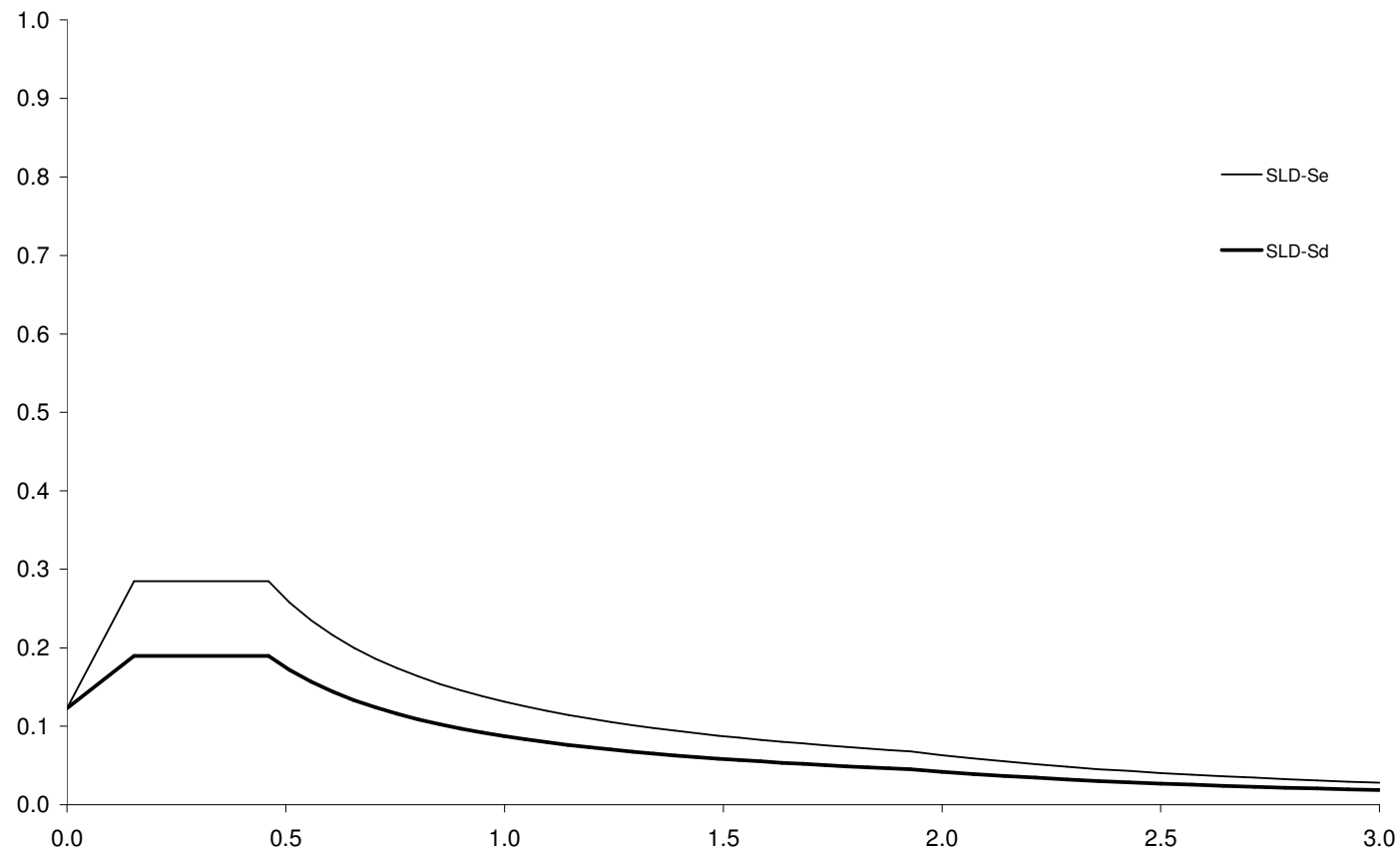
- Viene inserito un fattore di struttura anche per lo stato limite di danno SLD  
 $q \leq 1.5$

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  $q \leq 1.5$



# Spettri di risposta e di progetto: novità introdotte dalla NTC 2013

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



# Azione sismica

## paragrafo 3.2 e 7.3

- 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  $1/q$

NTC15, 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

NTC15, punto 7.3.1

# Azione sismica

## paragrafo 3.2 e 7.3

- 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 (SLV) e di Estremo (SE) ... le ordinate

Qualora ...

Ma allora si deve o si può ... ?

Qualora la domanda di progetto sia inferiore a quella allo SLD, si può progettare 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

o 3.2.3.5

# Azione sismica

## paragrafo 3.2 e 7.3

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

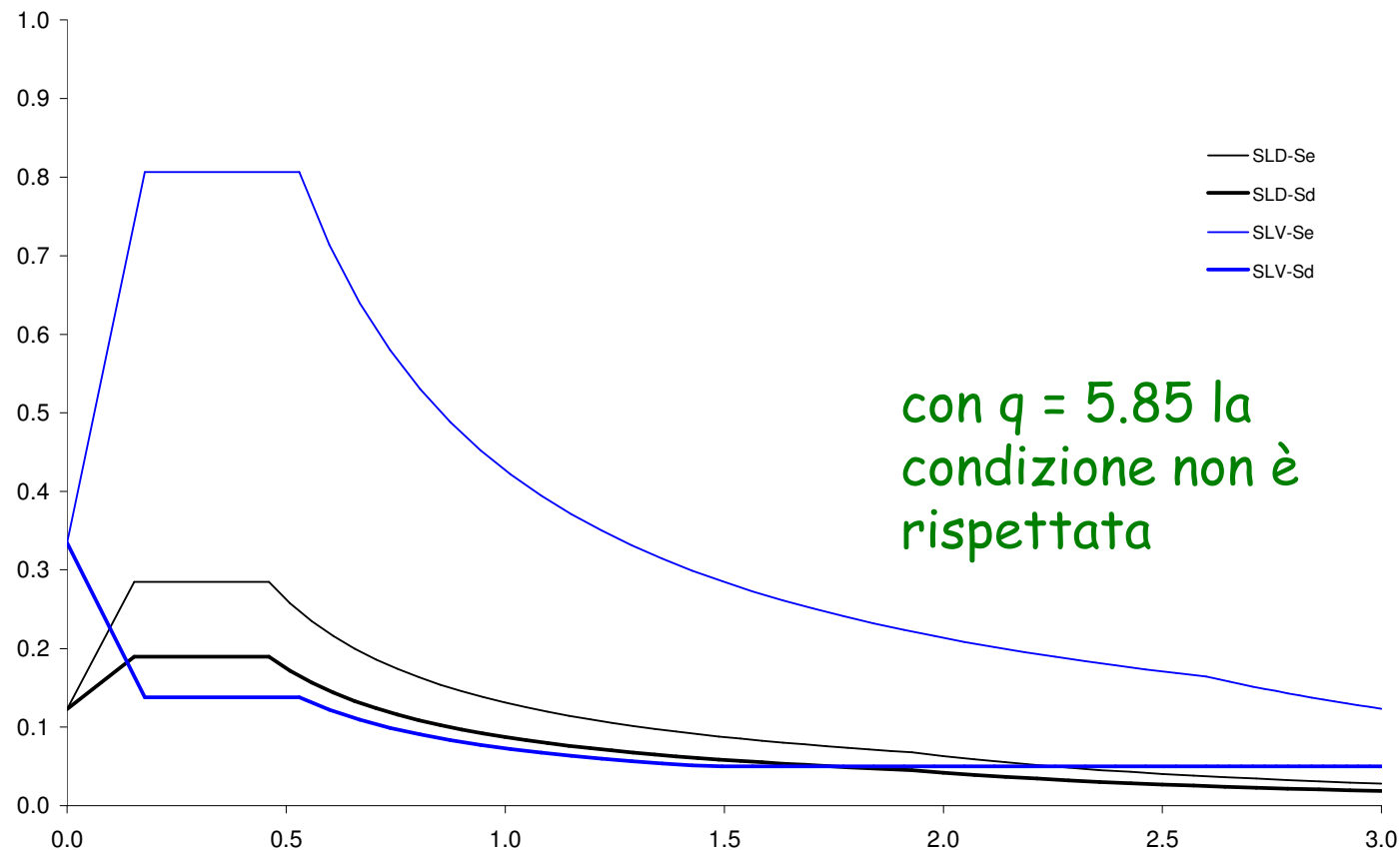
Questa modifica ha un senso, perché usare un fattore di comportamento tanto alto da avere ordinate dello spettro di progetto SLV maggiori di quelle di SLD vuol dire che per il terremoto relativo a SLD si ha un danneggiamento maggiore di quanto solitamente accettato

Ma questa prescrizione, se obbligatoria, impedisce quasi sempre di usare i fattori di comportamento tipici della classe di duttilità alta

# Azione sismica

## paragrafo 3.2 e 7.3

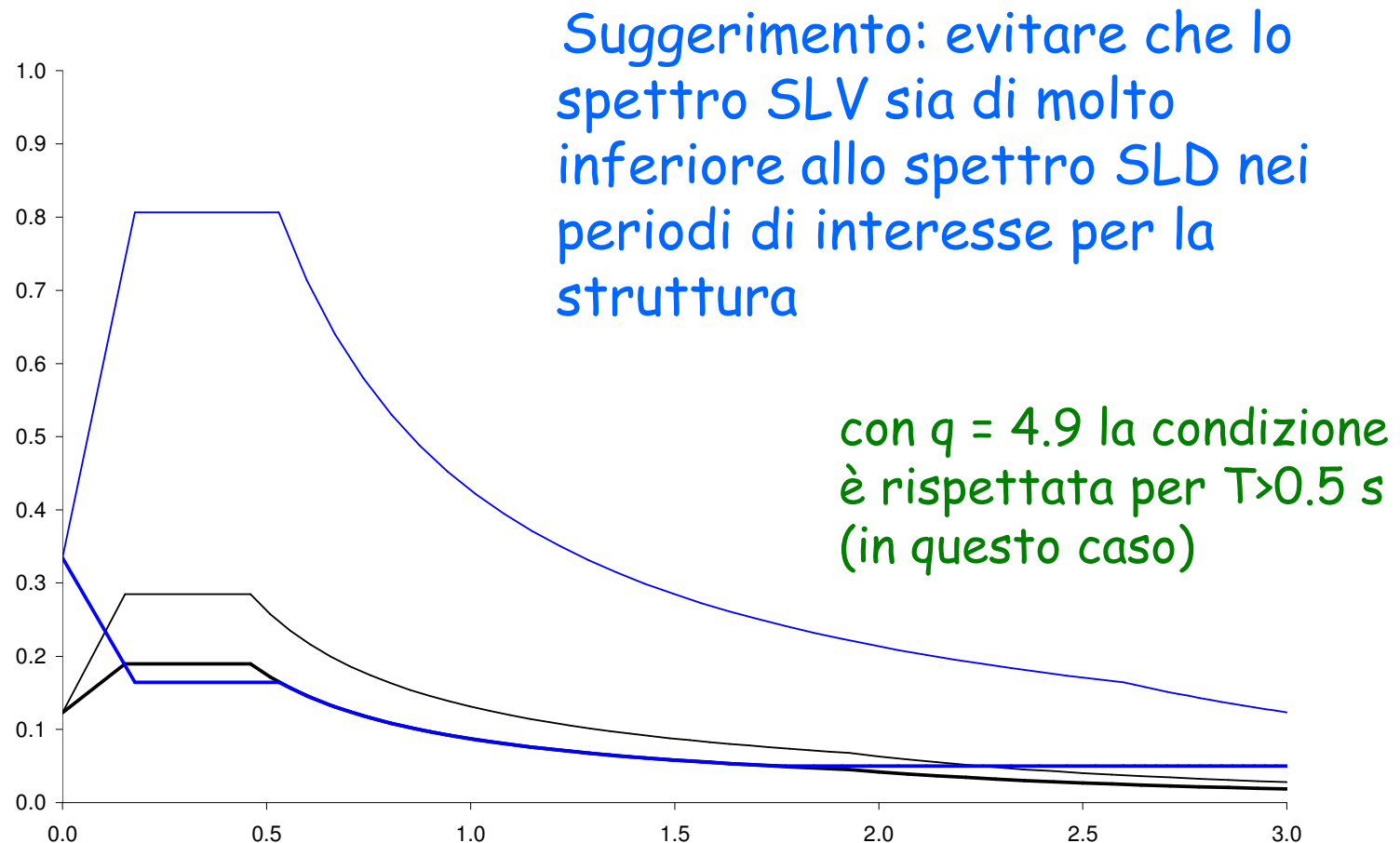
- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento  $q$  tali che sia  $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$



# Azione sismica

## paragrafo 3.2 e 7.3

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



# Azioni

Cenno a problemi  
che verranno approfonditi più avanti

# Carichi verticali e sisma

Quali carichi verticali e quali masse considerare in accoppiata al sisma?

Vecchia norma (1996)

- Carichi verticali massimi ( $g_k + q_k$ ) per TA, ( $g_d + q_d$ ) per SLU
- Masse ridotte ( $g_k + s q_k$ ) [forze  $\times 1.5$  per SLU]

Nuova norma (da 2003 in poi)

- Carichi verticali e masse con valori quasi permanenti ( $g_k + \psi_2 q_k$ )



# Modellazione delle azioni

1. Occorre tener conto delle incertezze relative alla effettiva posizione del centro di massa (i carichi variabili possono essere distribuiti in maniera non uniforme)
  - eccentricità accidentale
2. Occorre tener conto dell'effetto contemporaneo delle diverse componenti dell'azione sismica
  - criteri di combinazione delle componenti

Problemi concettualmente giusti,  
ma che complicano notevolmente il calcolo

Ma sostanzialmente portano un incremento di  
sollecitazione nei telai più esterni