

Università di Catania  
Corso di laurea in ingegneria civile strutturale e geotecnica

## **Costruzioni in zona sismica**

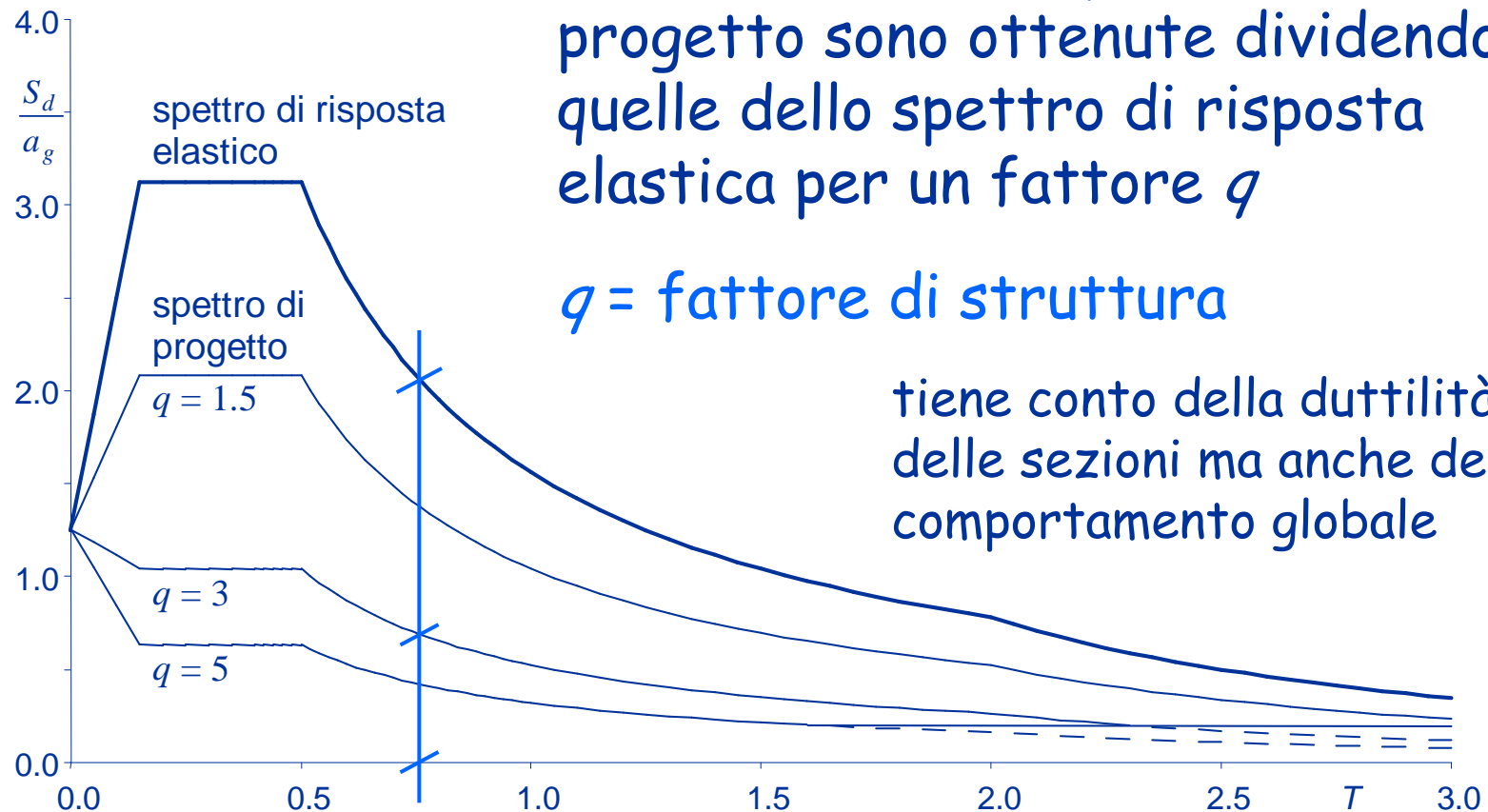
Risposta in campo plastico:  
spettri di progetto; schemi a più gradi di libertà

25 ottobre 2011

Aurelio Ghersi

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

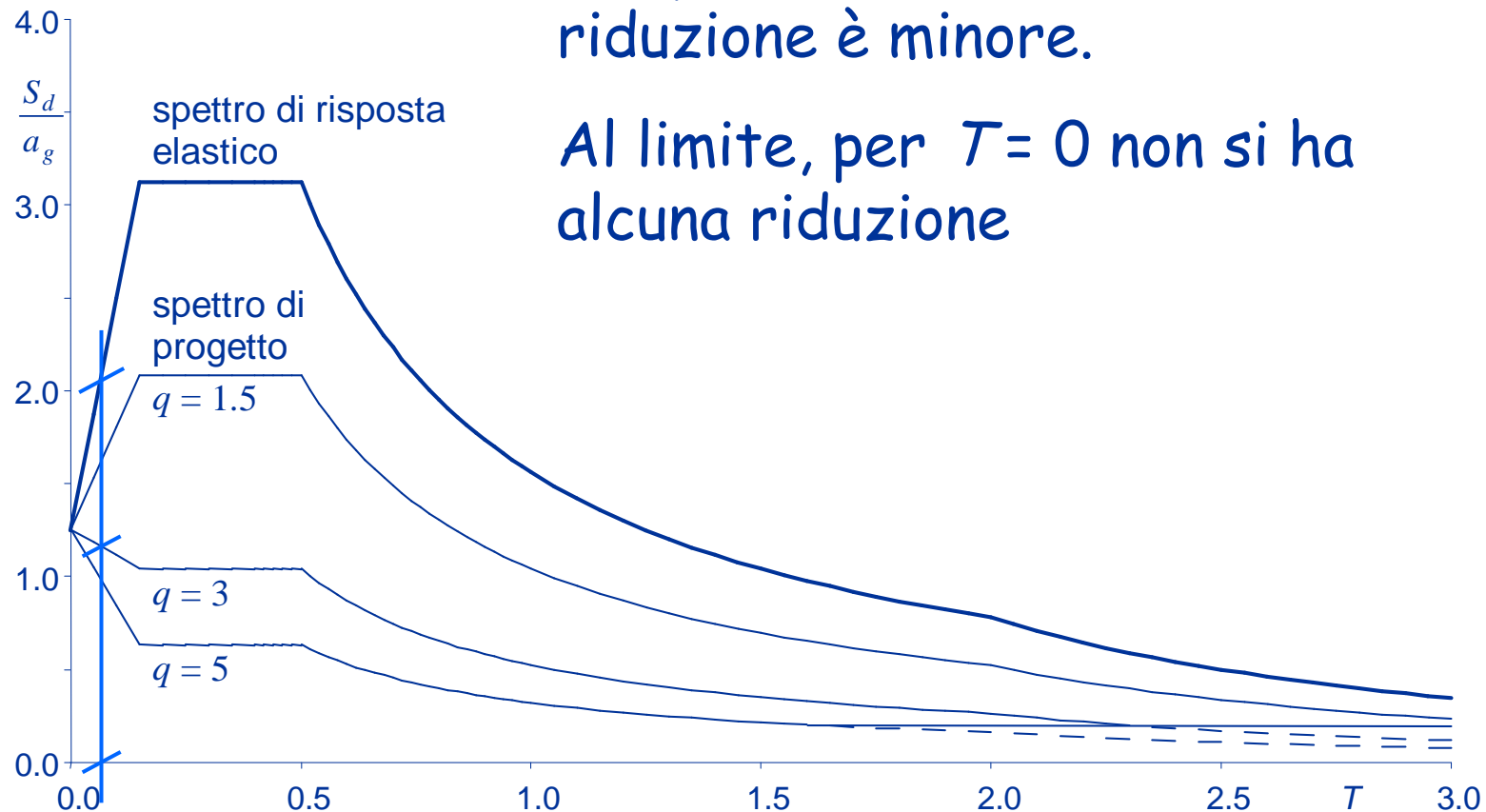
# Spettri di progetto di normativa



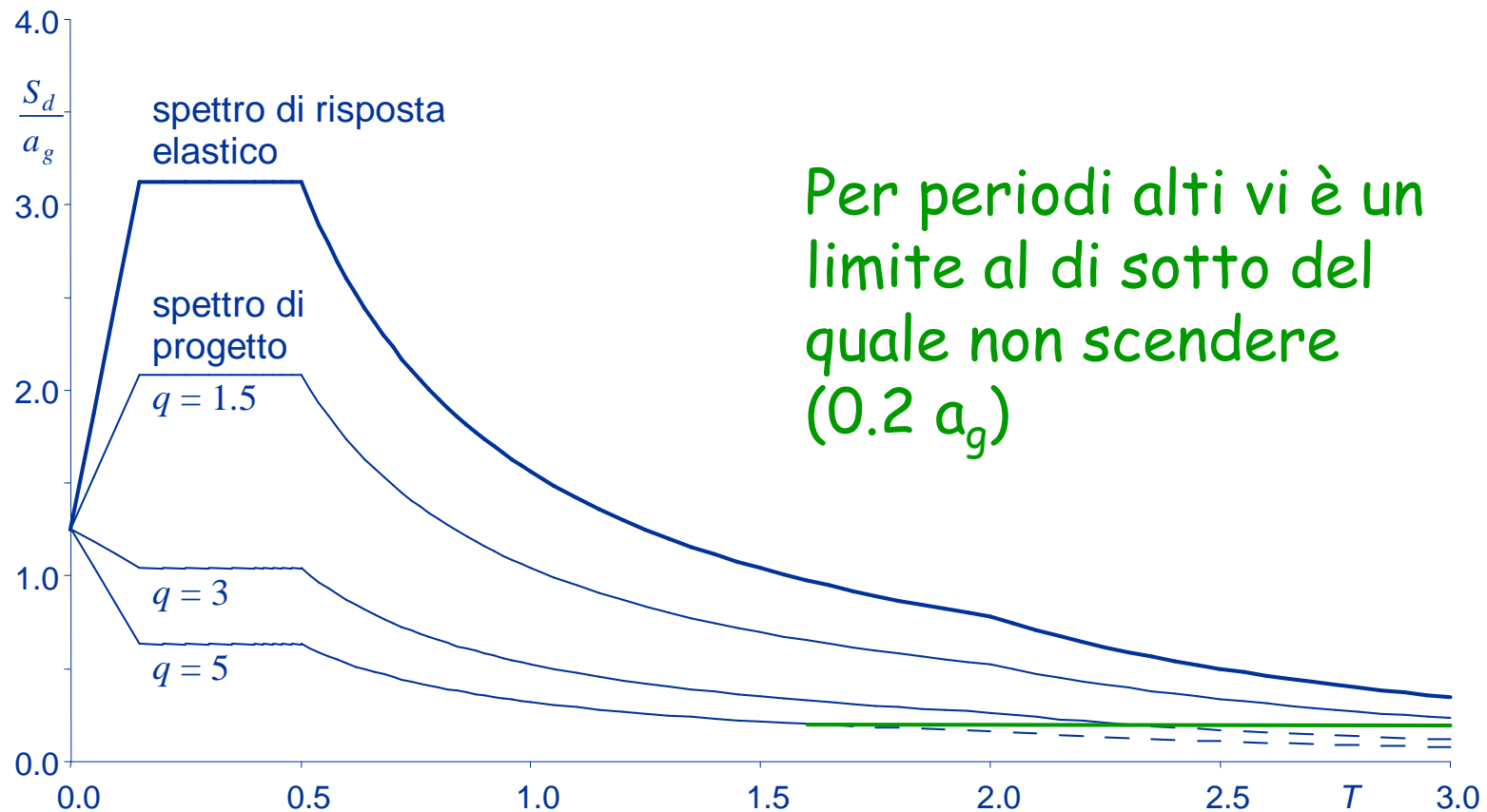
# Spettri di progetto di normativa

Per periodi molto bassi la riduzione è minore.

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

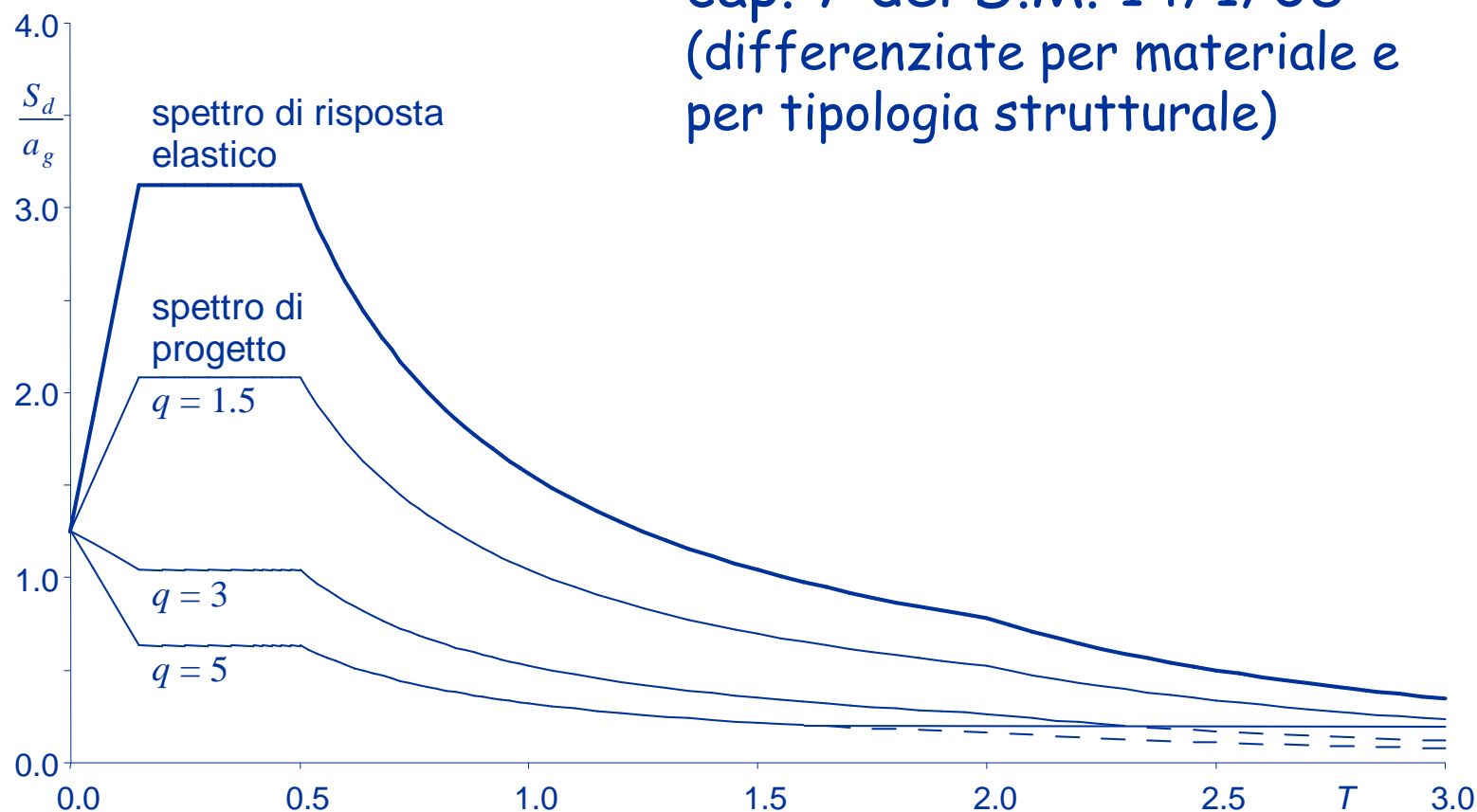


# Spettri di progetto di normativa

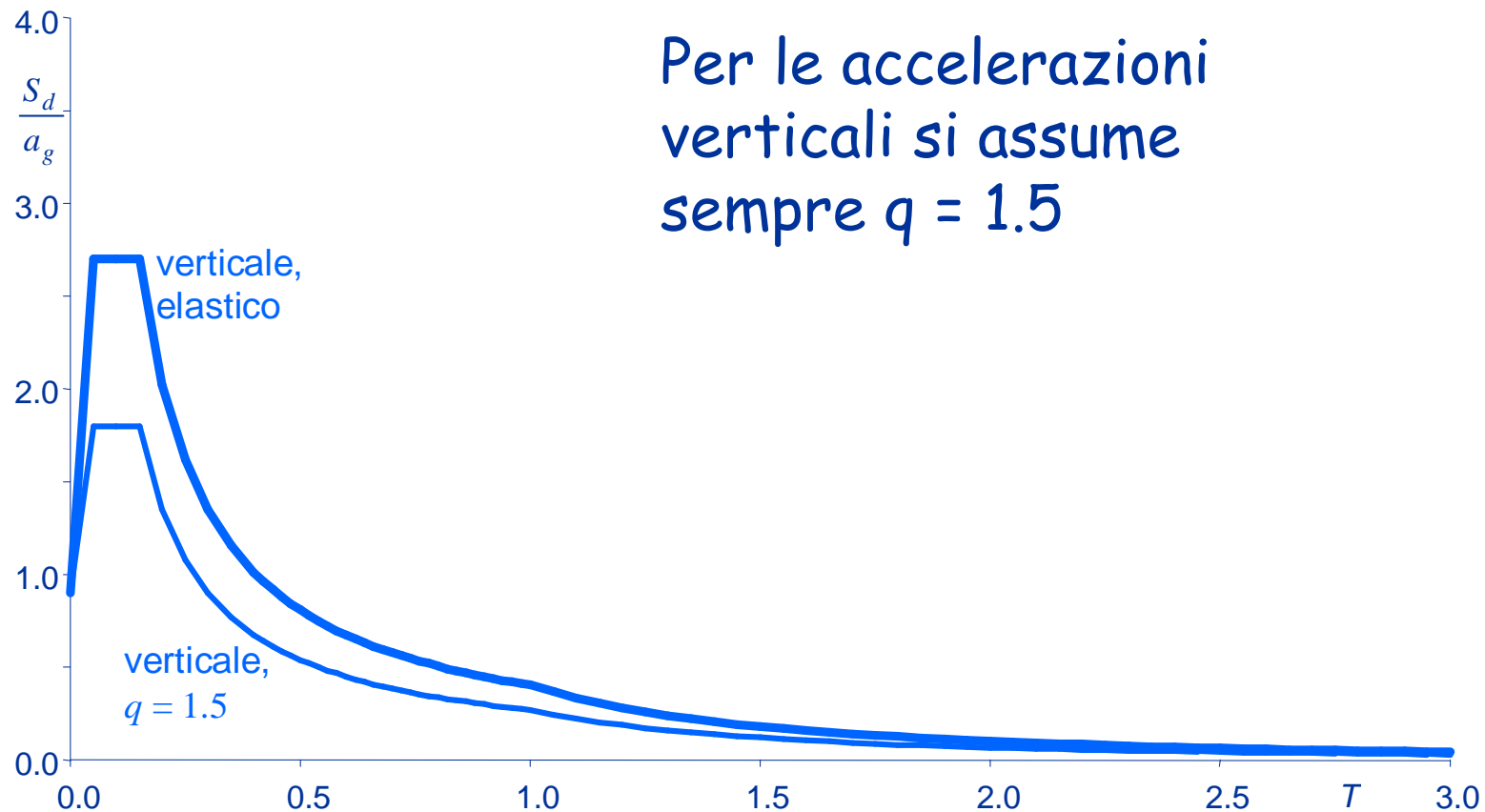


# Spettri di progetto di normativa accelerazioni orizzontali

Il valore del fattore di struttura  $q$  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 struttura  $q$ ?
- 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

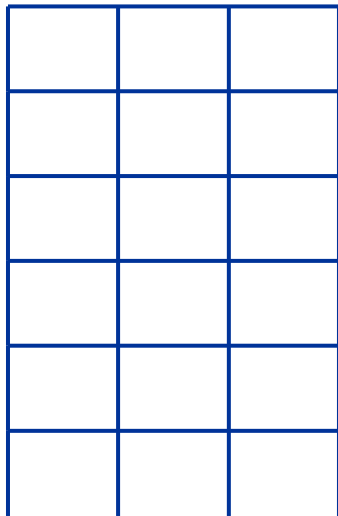
Schemi a più gradi di libertà  
in campo plastico

# 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

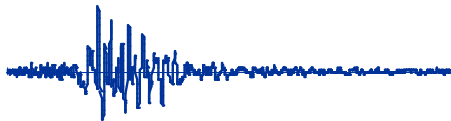
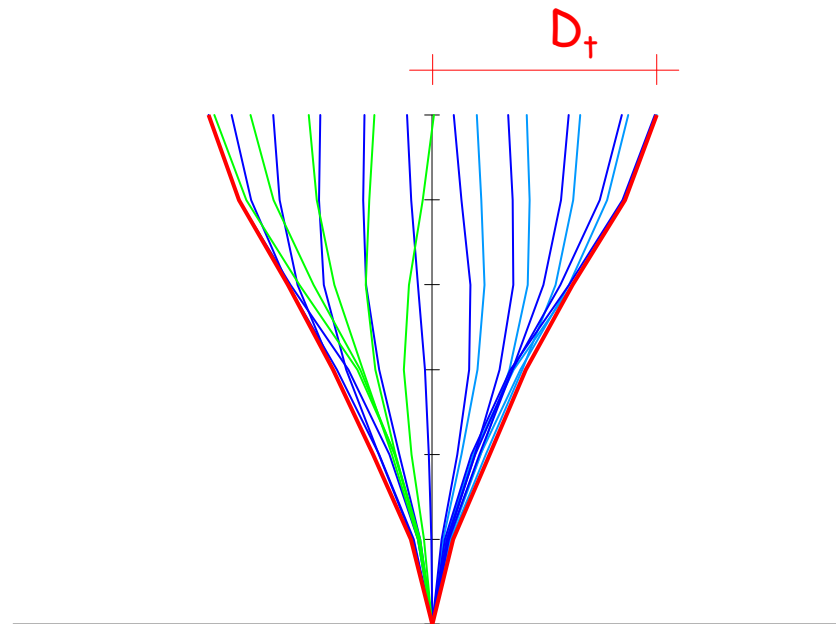
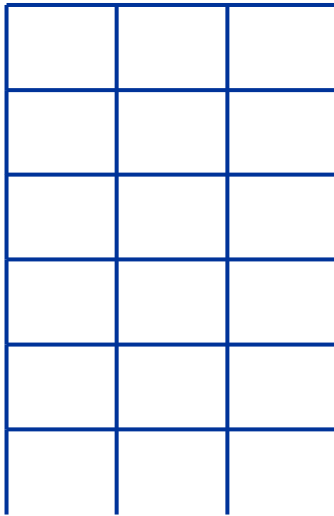
# Analisi della risposta dinamica non lineare

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



La struttura si deforma nel tempo  
La forma della deformata varia nel tempo  
Compaiono e scompaiono cerniere

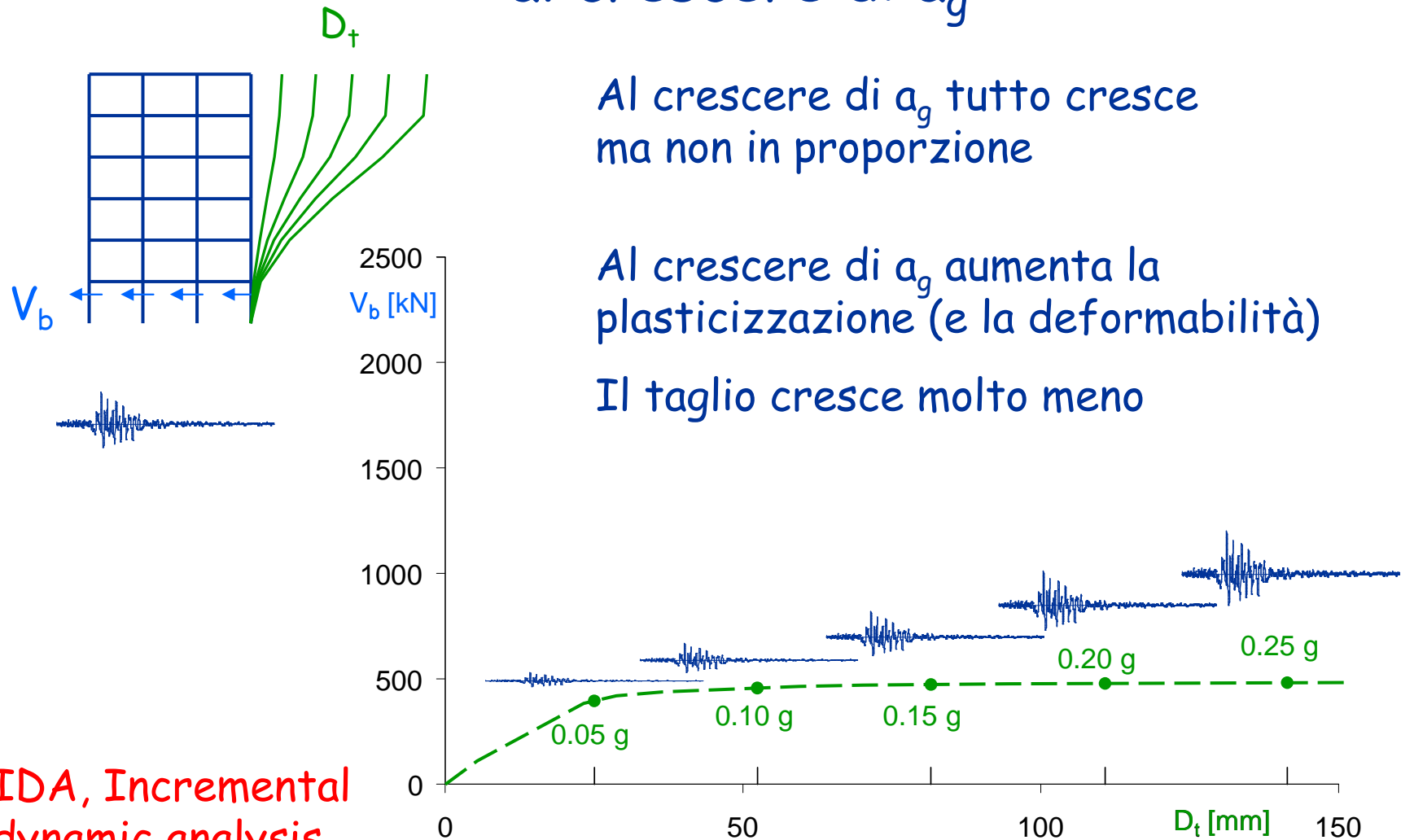
L'analisi dinamica non lineare fornisce  
deformazioni, spostamenti, ecc. ad ogni istante  
ed anche l'involuppo degli spostamenti



# 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 $a_g$



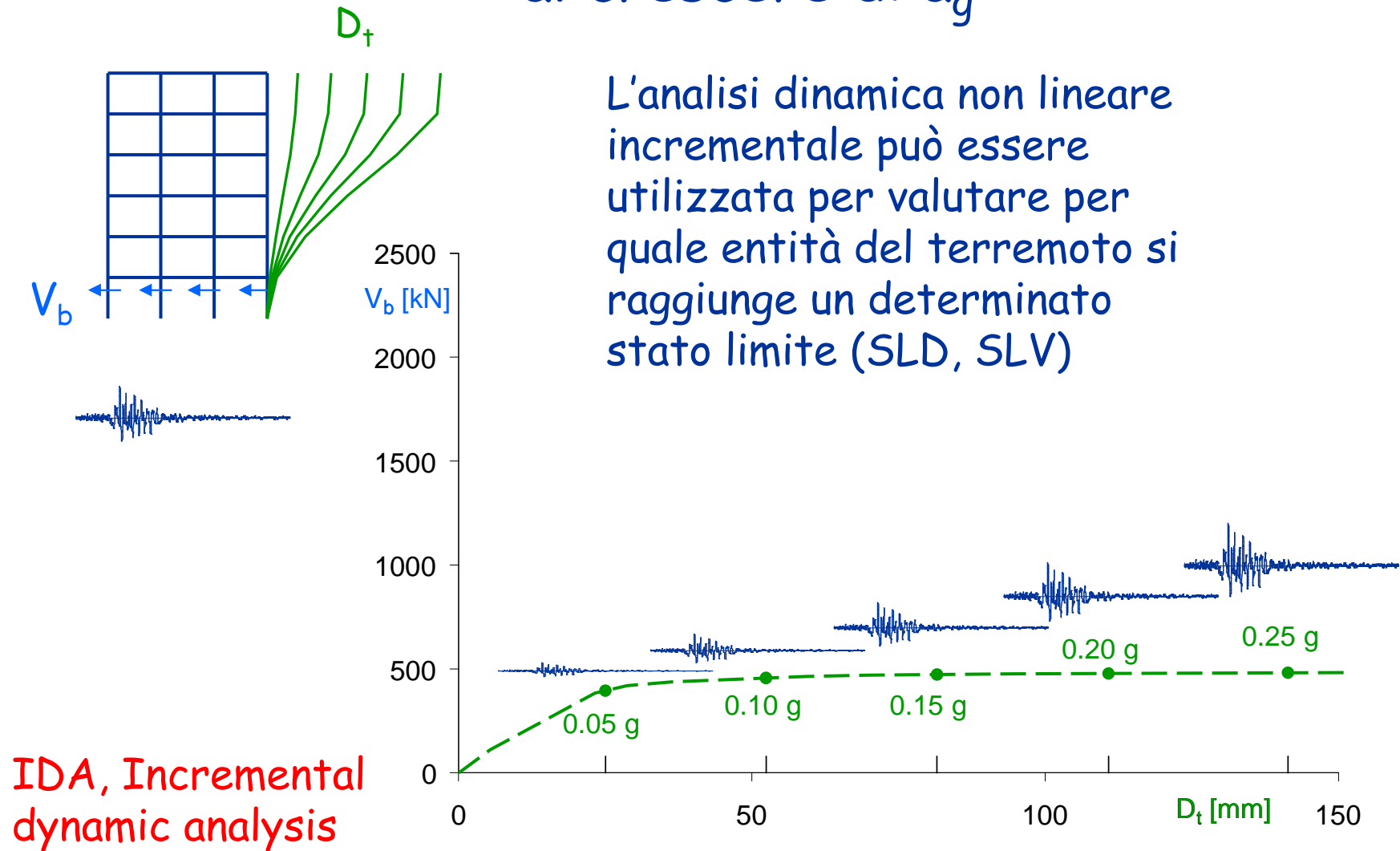
Al crescere di  $a_g$  tutto cresce  
ma non in proporzione

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 $a_g$



# 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

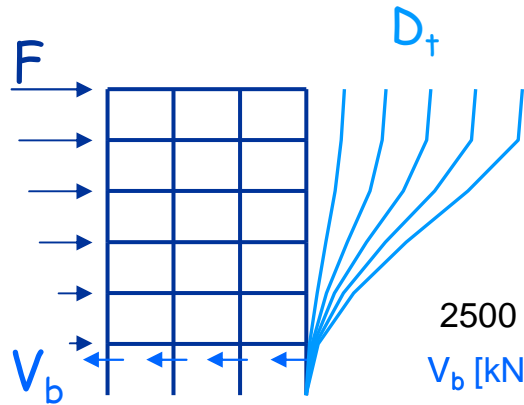
# Analisi statica non lineare

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



Si applica una distribuzione di  $F$   
e la si fa crescere

Al crescere di  $F$  si ha una  
progressiva plasticizzazione  
della struttura



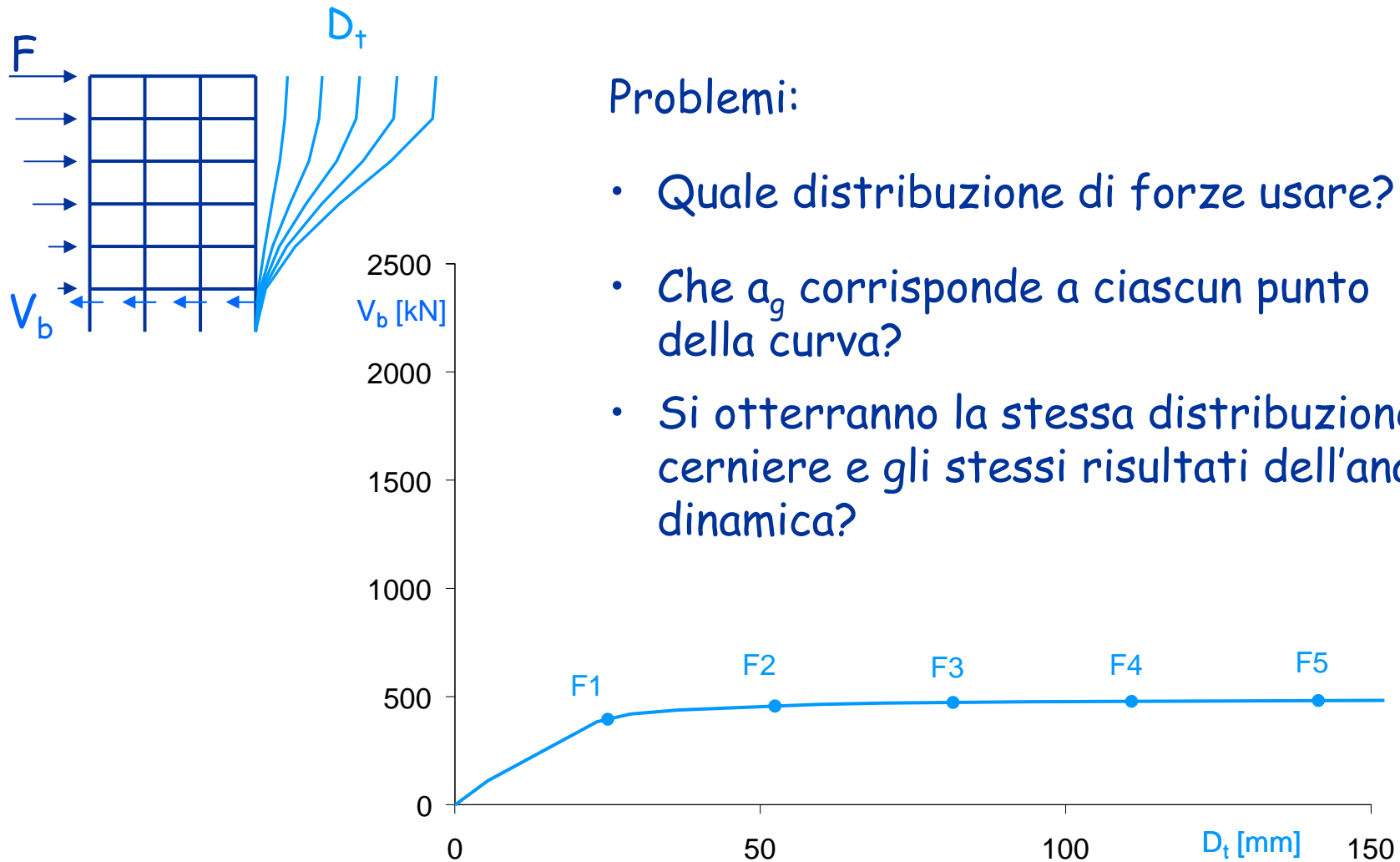
# Analisi statica non lineare

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



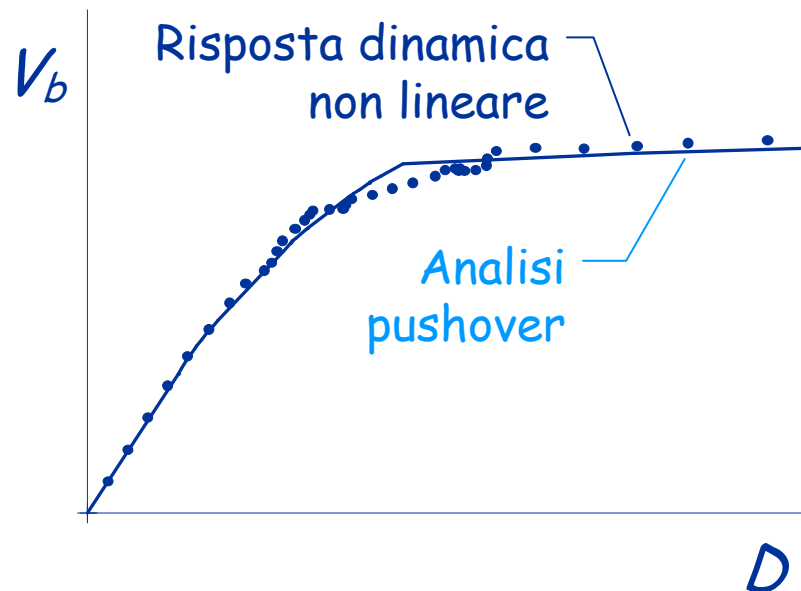
Problemi:

- 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

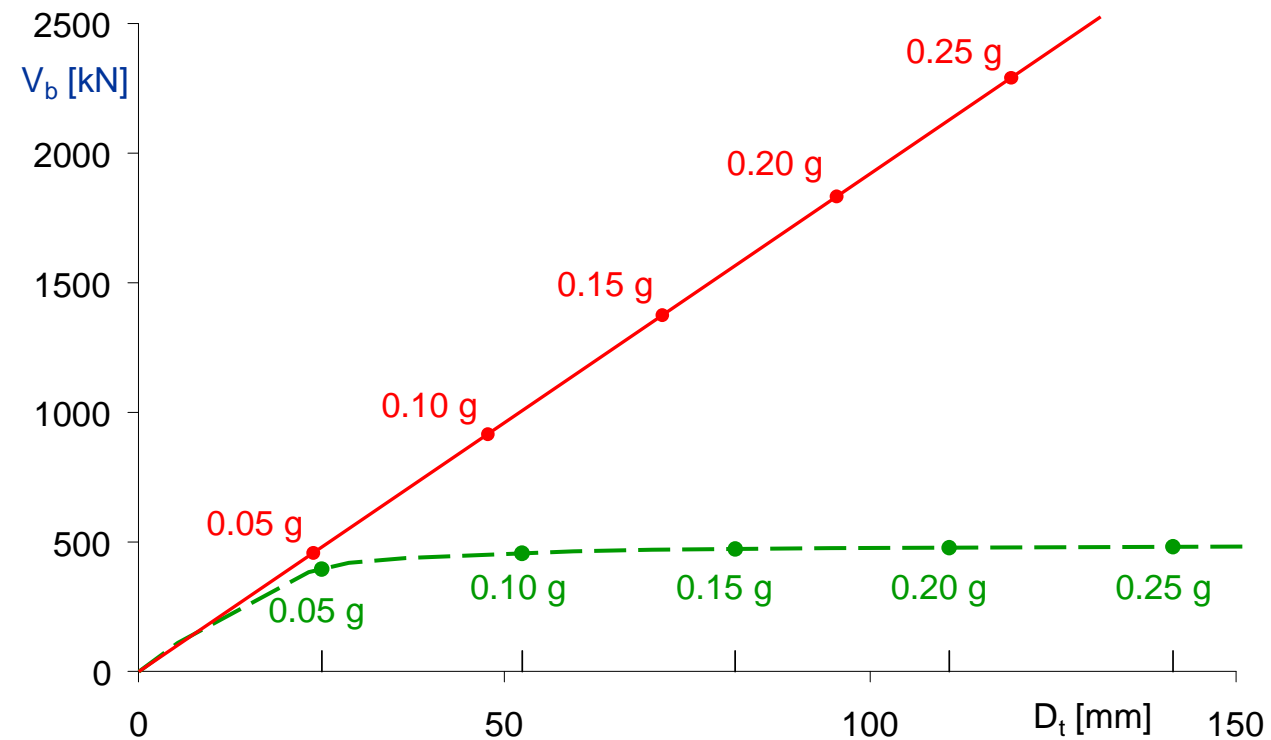
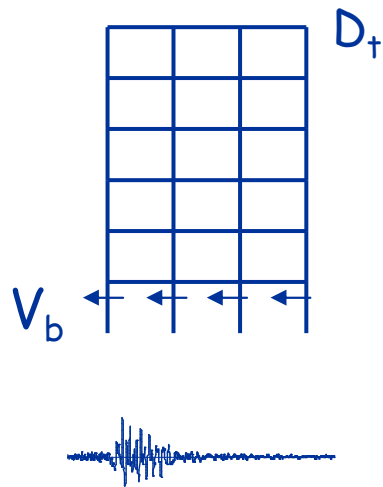
Valutazione della vulnerabilità di costruzioni esistenti:

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

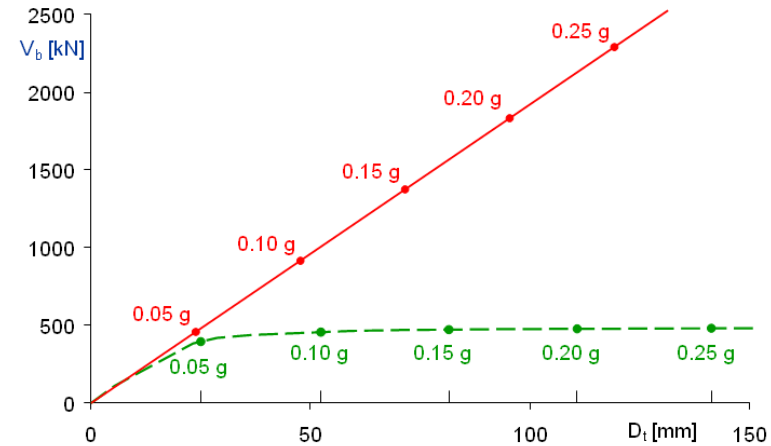
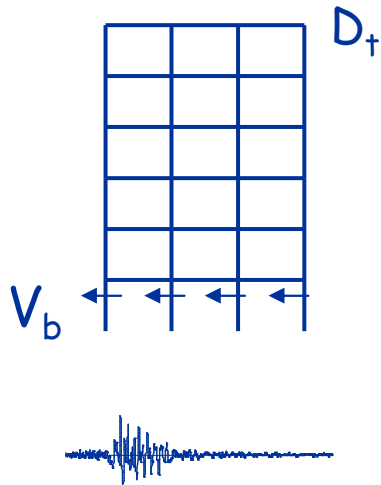
## Alternative all'analisi dinamica non lineare

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)

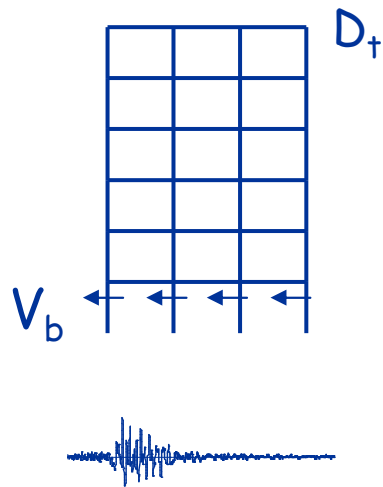
Può però essere molto diversa la distribuzione di spostamenti lungo l'altezza

## Alternative all'analisi dinamica non lineare

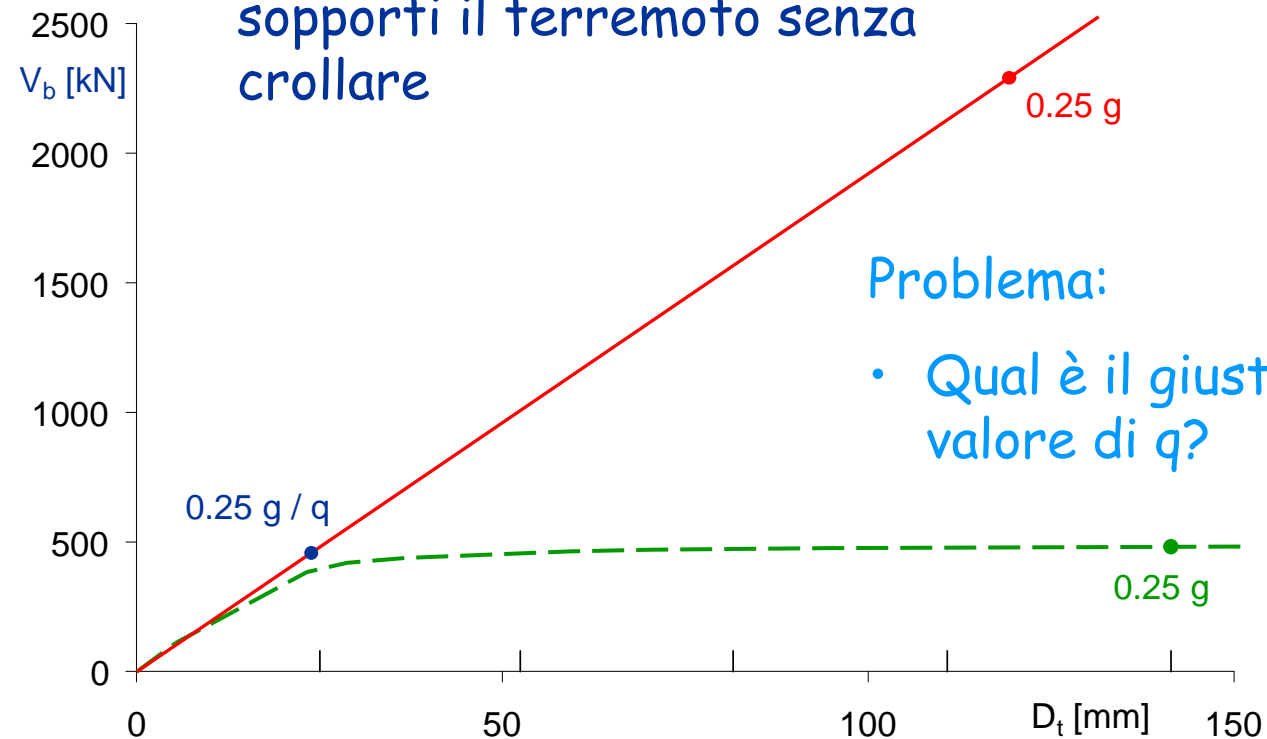
1. Rimanendo in un approccio basato sugli spostamenti, si può cercare di prevedere il comportamento dinamico non lineare basandosi su una analisi statica non lineare
2. In qualche caso, la previsione degli spostamenti può essere fatta anche con una analisi statica lineare
3. Si può applicare, anche per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



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

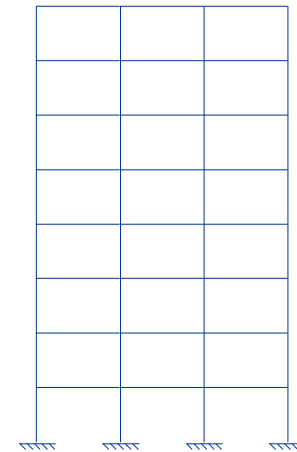


Problema:

- Qual è il giusto valore di  $q$ ?

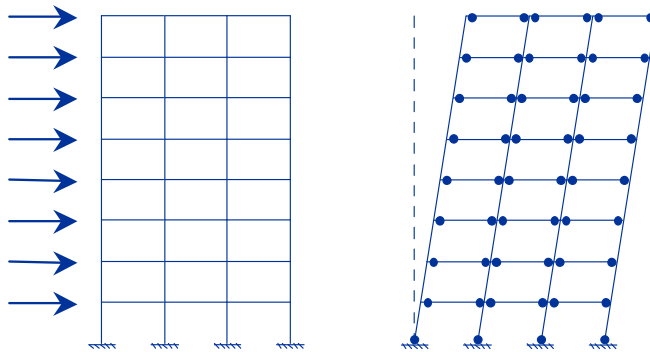
# Dalla sezione alla struttura

Per schemi a più gradi di libertà



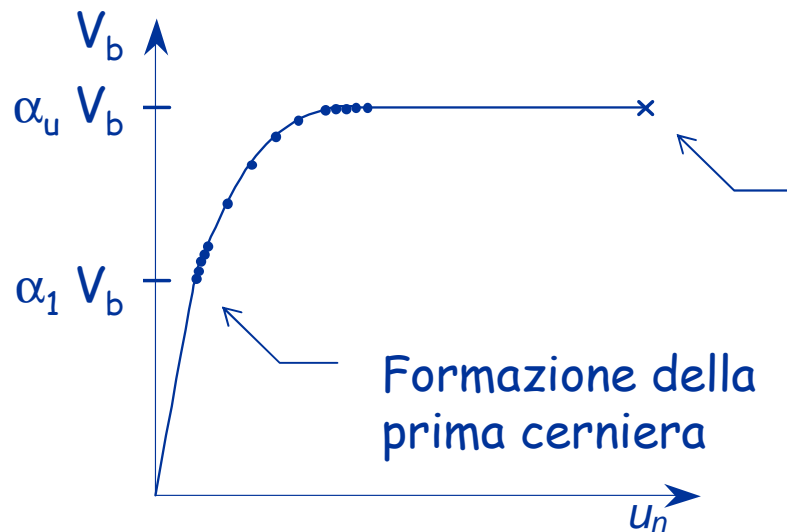
il passaggio tra comportamento della  
sezione e comportamento globale è  
molto più complesso

# Meccanismi di collasso per schemi multipiano



Notare:

Buon incremento della forza  
da prima plasticizzazione a  
collasso

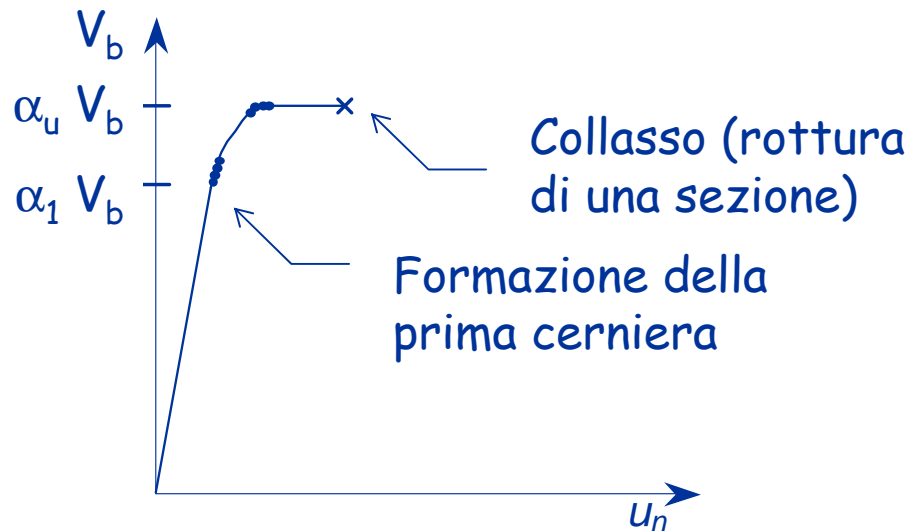
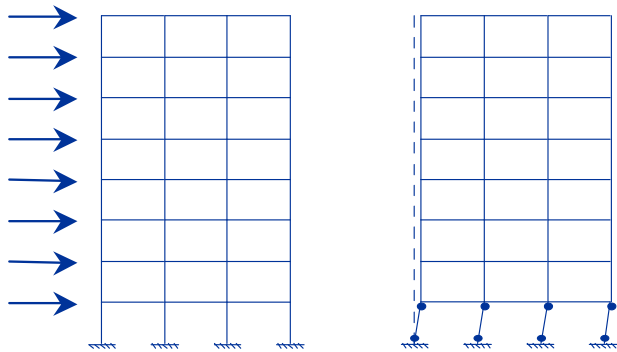


Collasso (rottura  
di una sezione)

Forti spostamenti a collasso =  
elevata duttilità globale

Modalità di collasso:  
globale

# Meccanismi di collasso per schemi multipiano



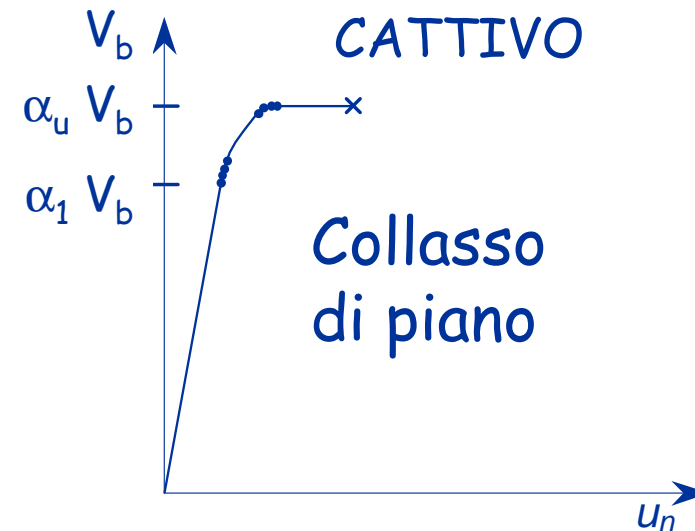
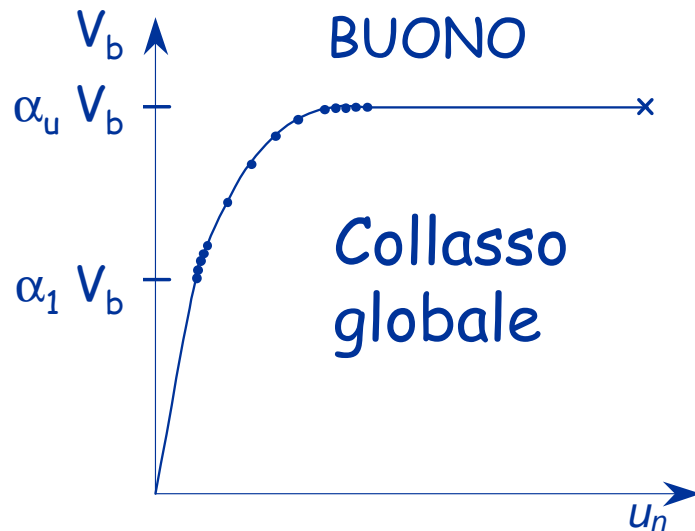
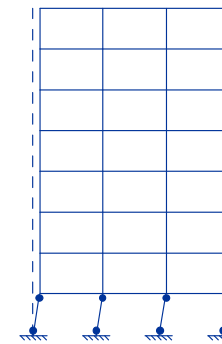
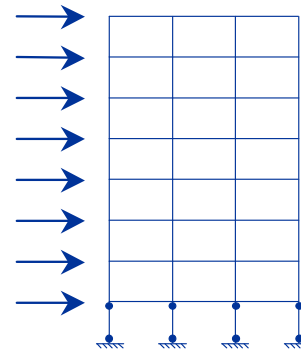
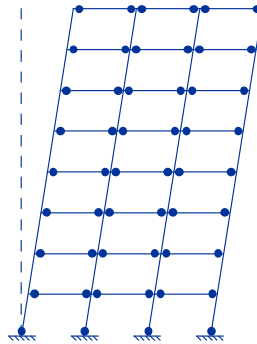
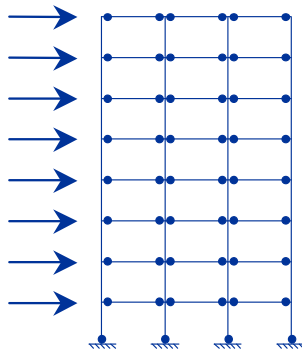
In altri casi, invece:

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

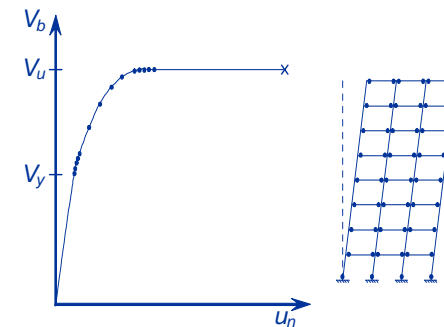


Per avere alta duttilità occorre un collasso globale

# 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)
- evitare che la mancanza di regolarità porti a concentrazione della plasticizzazione



# Fattore di struttura

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

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

# Fattore di struttura

Dipende da:

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

$$q = q_0 K_R$$




# 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

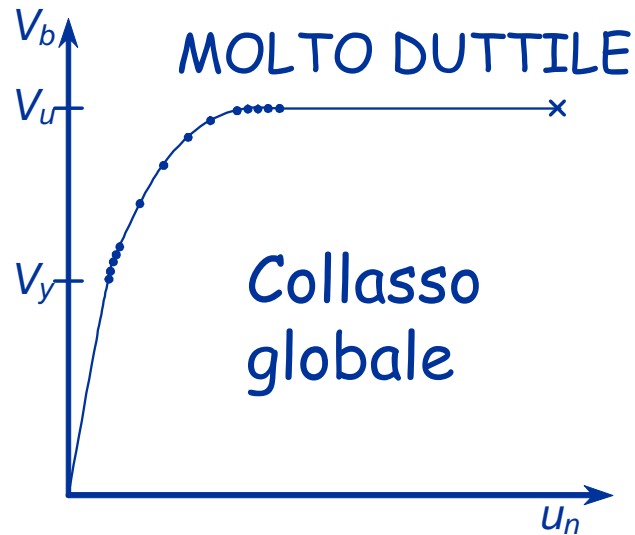
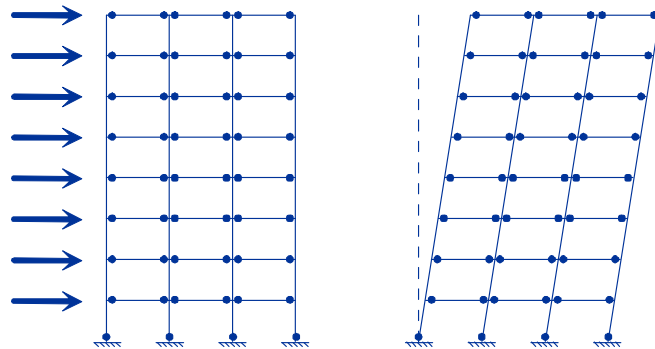
## Classe di duttilità bassa: CD"B"

Forze di calcolo maggiori

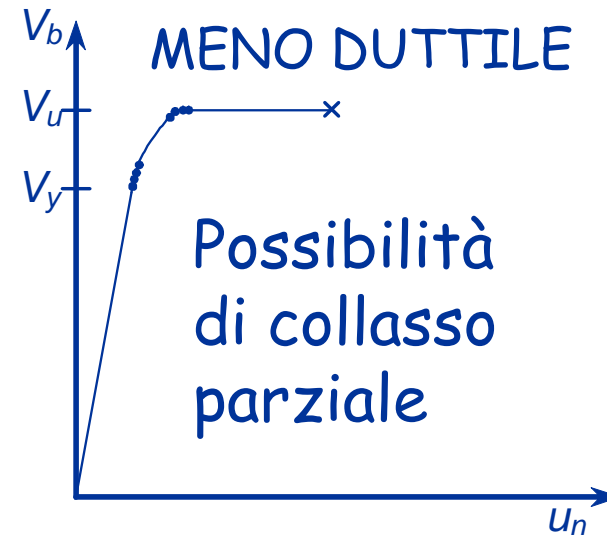
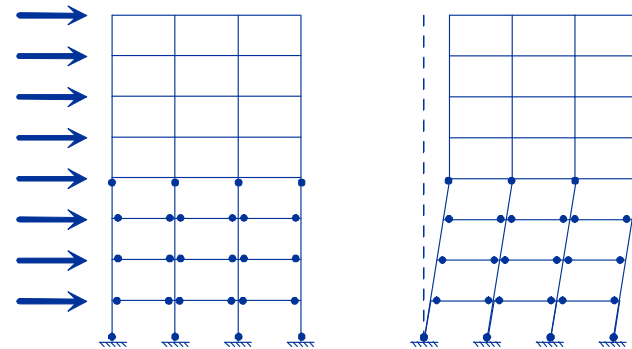
Il progettista deve scegliere, a priori, quale classe di duttilità adottare

# Scelte progettuali: alta o bassa duttilità

## ALTA DUTTILITÀ



## BASSA DUTTILITÀ



Attenzione: il grado di sicurezza deve essere uguale

# Scelte progettuali: alta o bassa 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;

# 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;

# 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*;

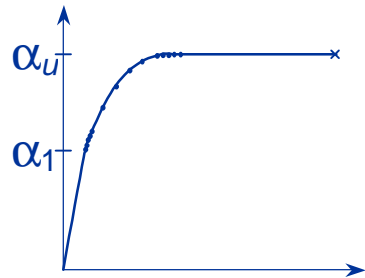
# Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

$q_0$

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 nettamente inferiore rispetto a quella traslazionale.

# 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
– a più piani ma ad una sola campata	1.2
– a più piani e più campate	1.3
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
– pareti accoppiate o strutture miste equivalenti a pareti	1.2

Nota: valori minori 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 ad alta duttilità

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

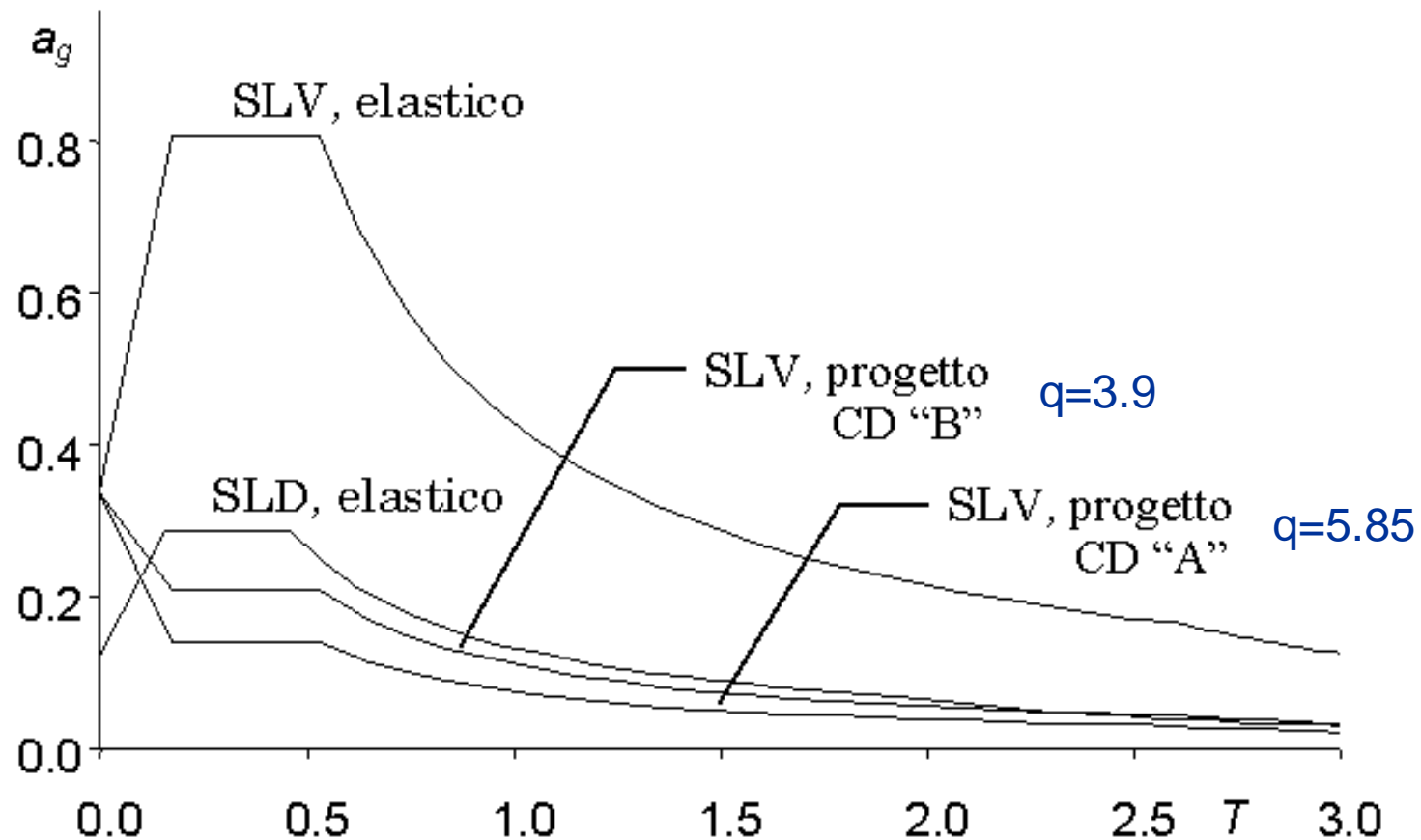
Stesso edificio, ma non regolare in altezza ed a bassa duttilità

$$q = 3.0 \times 1.3 \times 0.8 = 3.12$$

Quindi le forze sono maggiori di oltre l'80%

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 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

# 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

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

Nuova norma

- 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