

Dalla dinamica alla normativa sismica

Esame di Edifici Esistenti

Caltagirone, 18 maggio 2004

Melina Bosco

Patrimonio Edilizio Italiano

Classificazione Sismica

1908 → 1980 ("inseguimento" dei sismi)

1982 CNR Progetto Finalizzato Geodinamica

1999 Proposta Riclassificazione Sismica

2003 Zonizzazione

Norme Tecniche

L. 1684 del 1962

L. 1086 del 1971

L. 64 del 1974

D.M. 16/01/1996 (SLU)

Ordinanza n° 3274 08/05/2003

Norme Tecniche

L. 1684 del 1962

Provvedimenti per l'edilizia con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- Norme tecniche di buona costruzione;

L. 1086 del 1971

Prime norme tecniche.

Compaiono i calcoli strutturali

Norme Tecniche

L. 64 del 1974

Provvedimenti per l'edilizia con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

Prima legge sismica ai sensi della quale sono emanati i successivi decreti.

D.M. 16/01/1996

Introduce lo SLU per verifiche in zona sismica

Ordinanza n° 3274 08/05/2003

Normative Europee (EC8; D.M.LL.PP. 16/01/96)

FILOSOFIA DEL DOPPIO LIVELLO DI PROGETTO

REQUISITO DI
LIMITATO
DANNEGGIAMENTO

Minimizzare il danno e
l'interruzione delle attività
per livelli sismici di moderata
intensità

REQUISITO DI
NON COLLASSO

Evitare crolli e perdite di
vite umane per terremoti
severi

Terremoto di Northridge



Terremoto di Northridge



Norme Americane

(Terremoto di Loma Prieta 1989 - Northridge 1994)

FEMA n° 178 - 310 (1992)

Salvaguardia vite umane

Sussistenza di caratteristiche positive

Load Path

Quick Screening

FEMA n° 273 (1997) - 356 (2000)

Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Building

Norme Americane

-VISION 2000

Nuove costruzioni

-SENATE BILL n° 1953 (1998)

Ospedali (2007 - 2030)

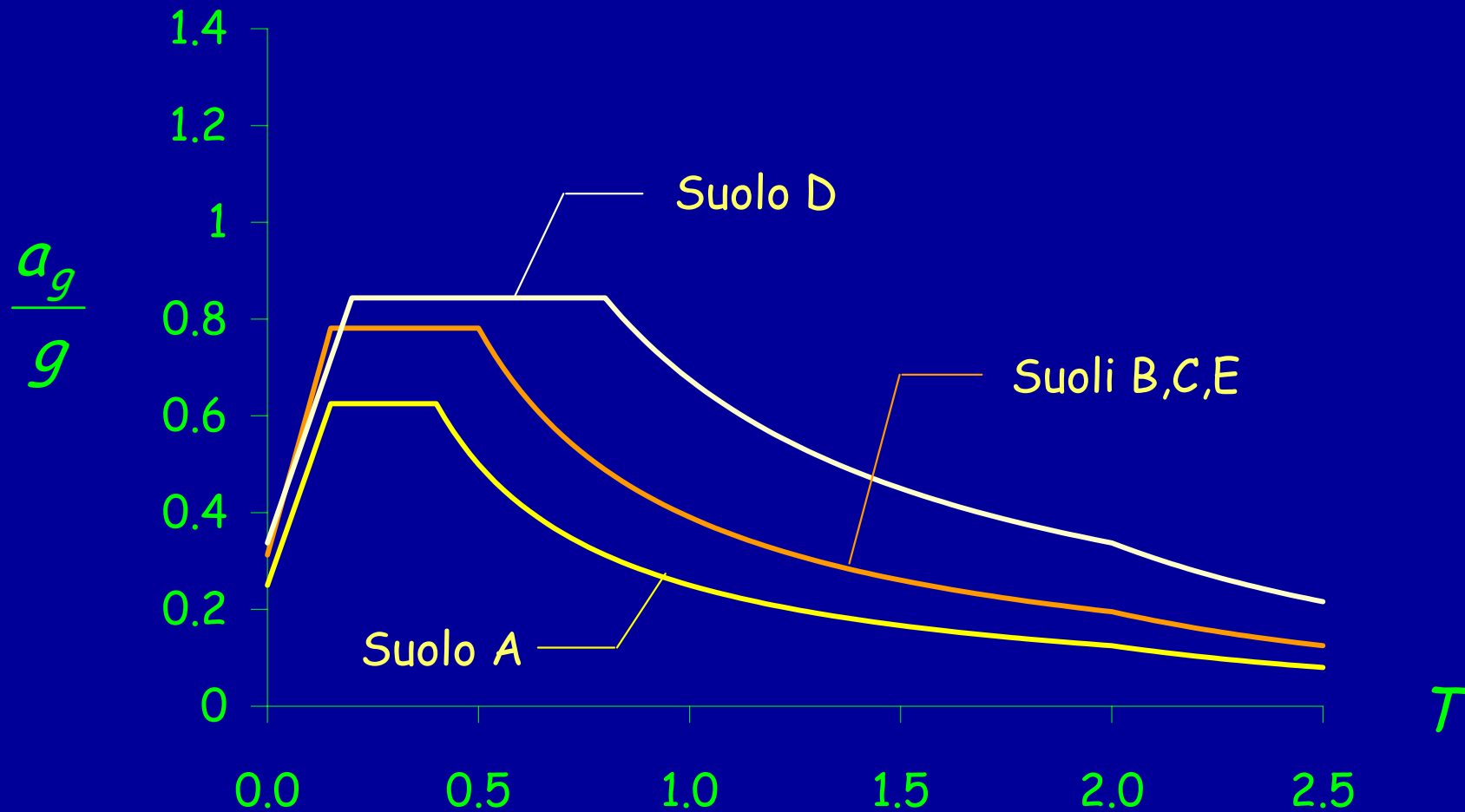
-PRESIDENTIAL EXECUTIVE ORDER (1994)

Edifici del Governo

sia per edifici di proprietà che per quelli affittati

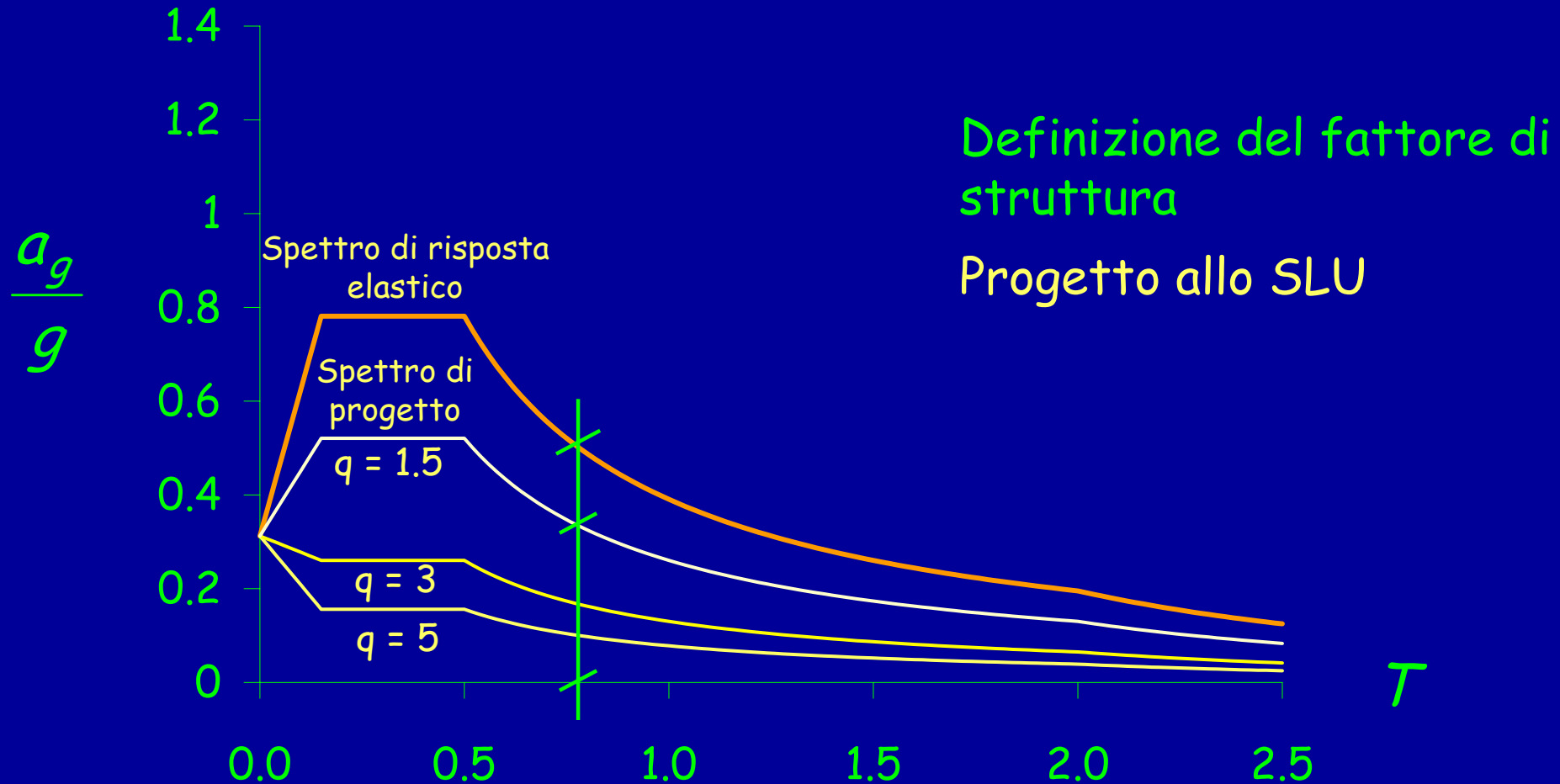
Premessa

Per la progettazione di nuovi edifici...



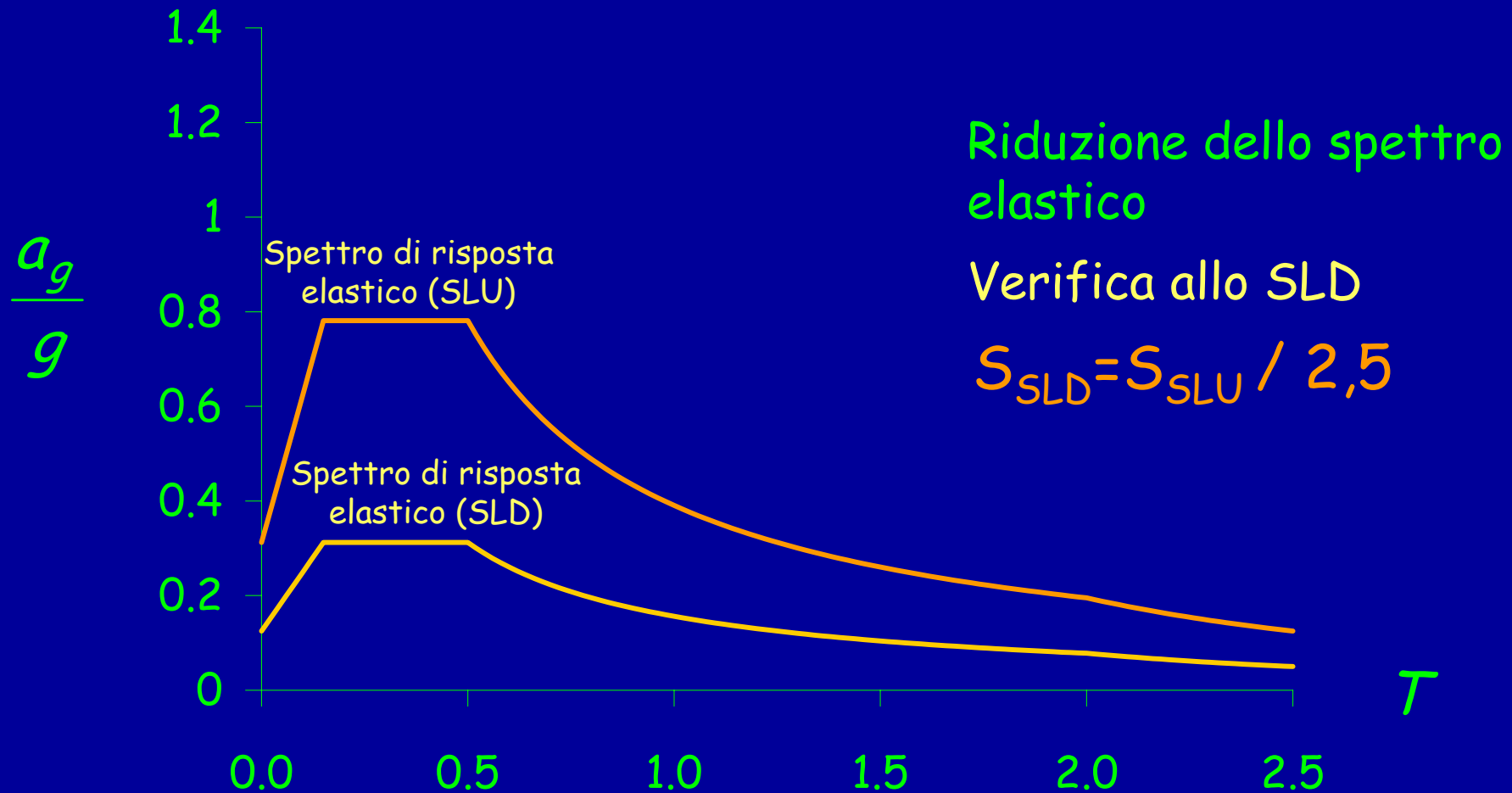
Premessa

Per la progettazione di nuovi edifici...



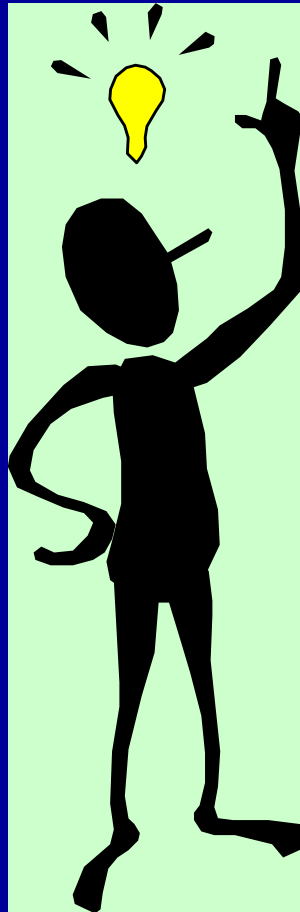
Premessa

Per la progettazione di nuovi edifici...



Premessa

Per gli edifici esistenti...



Generalità (11.1)

Negli edifici esistenti:

Il progetto riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione;

Il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non immediatamente visibili. Non è stato adottato alcun criterio di progetto.



Non è possibile definire il
fattore di struttura q .

Generalità (11.1)

È fatto obbligo di eseguire le valutazioni di sicurezza sismica secondo le norme del cap. 11 per (ricordare il punto c.9.1.1 del DM 16.1.96):

Generalità (11.1)

È fatto obbligo di eseguire le valutazioni di sicurezza sismica secondo le norme del cap. 11 per:

Sopraelevare o ampliare l'edificio;

Generalità (11.1)

È fatto obbligo di eseguire le valutazioni di sicurezza sismica secondo le norme del cap. 11 per:

Sopraelevare o ampliare l'edificio;

Apportare cambiamenti di destinazione d'uso che comportino incremento dei carichi superiori al 20%;

Generalità (11.1)

È fatto obbligo di eseguire le valutazioni di sicurezza sismica secondo le norme del cap. 11 per:

Sopraelevare o ampliare l'edificio;

Apportare cambiamenti di destinazione d'uso che comportino incremento dei carichi superiori al 20%;

Effettuare interventi strutturali volti a trasformare l'edificio in un organismo edilizio diverso dal precedente;

Generalità (11.1)

È fatto obbligo di eseguire le valutazioni di sicurezza sismica secondo le norme del cap. 11 per:

Sopraelevare o ampliare l'edificio;

Apportare cambiamenti di destinazione d'uso che comportino incremento dei carichi superiori al 20%;

Effettuare interventi strutturali volti a trasformare l'edificio in un organismo edilizio diverso dal precedente;

Effettuare interventi strutturali che implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio.

Generalità (11.1)

È fatto obbligo di eseguire le valutazioni di sicurezza sismica secondo le norme del cap. 11 per:

Sopraelevare o ampliare l'edificio;

Apportare cambiamenti di destinazione d'uso che comportino incremento dei carichi superiori al 20%;

Effettuare interventi strutturali volti a trasformare l'edificio in un organismo edilizio diverso dal precedente;

Effettuare interventi strutturali che implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio.

Generalità (11.1)

Per interventi di miglioramento è consentito procedere senza utilizzare le analisi e le verifiche del presente capitolo (a condizione che si dimostri che le opere facciano conseguire un maggior grado di sicurezza contro il sisma).

Per gli edifici di speciale importanza artistica è consentito derogare da quanto previsto dalle presenti norme nei casi di incompatibilità con esigenze di conservazione del bene culturale.

È però richiesto di calcolare i livelli di accelerazione del suolo corrispondenti a al raggiungimento di ciascuno stato limite previsto prima e dopo l'intervento.

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI

Geometria: {
Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione
rilievo ex-novo completo

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI

Geometria: { Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione
rilievo ex-novo completo

Dettagli costruttivi: → Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e **limitate verifiche in situ**

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI

Geometria: { Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione
rilievo ex-novo completo

Dettagli costruttivi: → Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e *limitate verifiche in situ*

Controlli effettuati su almeno il 15% degli elementi strutturali per ciascuna tipologia di elemento

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI

Geometria: { Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione
rilievo ex-novo completo

Dettagli costruttivi: → Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in situ

Proprietà dei materiali: → Valori usati per la pratica dell'epoca e **limitate verifiche in situ**

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI

1 provino di calcestruzzo per piano dell'edificio;

1 campione di armatura per piano dell'edificio.

Proprietà dei
materiali:



Valori usati per la pratica dell'epoca e *limitate*
verifiche in situ

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m INVARIATI

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m INVARIATI

Geometria: { da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione
rilievo ex-novo completo

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m INVARIATI

Geometria:	{	da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione
		rilievo ex-novo completo
Dettagli costruttivi:	{	disegni costruttivi incompleti + limitate verifiche in situ
		estese verifiche in situ

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m INVARIATI

Geometria:	{	da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione
		rilievo ex-novo completo
Dettagli costruttivi:	{	disegni costruttivi incompleti + limitate verifiche in situ
		estese verifiche in situ

Controlli effettuati su almeno il 35% degli elementi strutturali per ciascuna tipologia di elemento

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m INVARIATI

Geometria: {
da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione
rilievo ex-novo completo

Dettagli costruttivi: {
disegni costruttivi incompleti + limitate verifiche in situ
estese verifiche in situ

Proprietà dei materiali: {
Dalle specifiche originali di progetto + limitate prove in situ
estese prove in situ

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m INVARIATI

2 provini di calcestruzzo per piano dell'edificio;

2 campioni di armatura per piano dell'edificio.

Proprietà dei
materiali:

Dalle specifiche originali di progetto + limitate
prove in situ

estese prove in situ

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m DIMINUITI

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m DIMINUITI

Geometria: {
da disegni di carpenteria originali con rilievo
visivo a campione
rilievo ex-novo completo

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m DIMINUITI

Geometria: { da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione
rilievo ex-novo completo

Dettagli costruttivi: { disegni costruttivi completi + limitate verifiche in situ
esaustive verifiche in situ

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m DIMINUITI

Geometria: { da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione
rilievo ex-novo completo

Dettagli costruttivi: { disegni costruttivi completi + limitate verifiche in situ
esaustive verifiche in situ

Controlli effettuati su almeno il 50% degli elementi strutturali per ciascuna tipologia di elemento

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m DIMINUITI

Geometria: {
da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione
rilievo ex-novo completo

Dettagli costruttivi: {
disegni costruttivi completi + limitate verifiche in situ
esaustive verifiche in situ

Proprietà dei materiali: {
dai certificati originali di prova + limitate prove in situ
esaustive prove in situ

Livelli di conoscenza (11.2.3.3)

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m DIMINUITI

3 provini di calcestruzzo per piano dell'edificio;

3 campioni di armatura per piano dell'edificio.

Proprietà dei
materiali:

dai certificati originali di prova + limitate prove
in situ

esaustive prove in situ

Coefficienti parziali di sicurezza (11.2.4)

solo analisi lineare

Livello di conoscenza	Conglomerato	Acciaio da c.a. o da carpenteria metallica
LC1	$1.25 \gamma_c$	$1.15 \gamma_s$
LC2	γ_c	γ_s
LC3	$0.80 \gamma_c$	$0.85 \gamma_s$

Livelli di conoscenza nel FEMA

Per una conoscenza usuale:

{ 1 provino di calcestruzzo → Se è nota la sua resistenza
1 provino per tipo di elemento o
6 provini per tutto l'edificio → Se non è nota la resistenza

{ 0 provini di acciaio → Se è nota la sua resistenza
2 provini per tutto l'edificio → Se non è nota la resistenza

Livelli di conoscenza nel FEMA

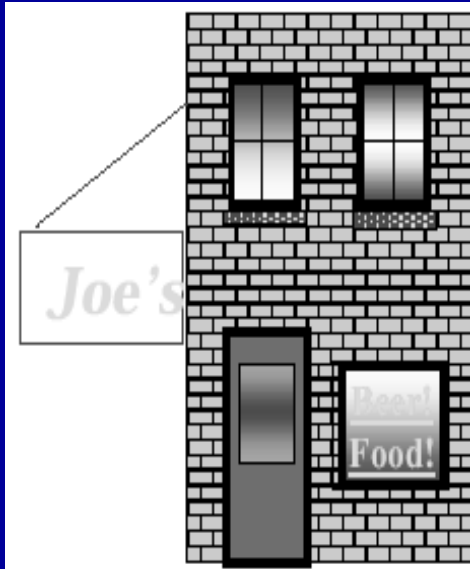
Per una conoscenza completa:

Per determinare ciascuna proprietà sono condotti test in numero sufficiente da garantire un $COV = 14\%$ con un minimo di 3 test.

Sensata visione statistica delle prove

Stati limite (3274)

Sono definiti 3 stati limite

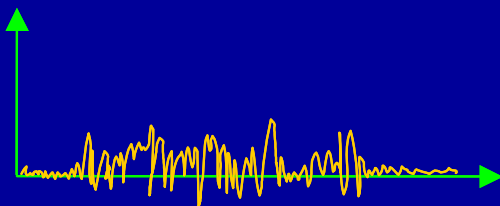


Stato Limite di
Danno Limitato
DL

Danni di modesta entità

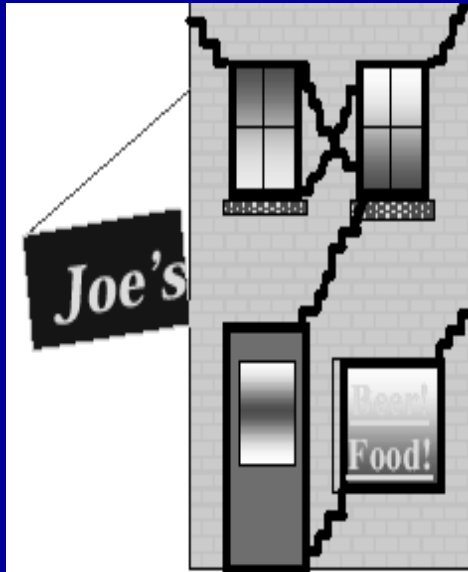
Rigidezza e resistenza degli elementi
portanti non compromesse

Elementi non strutturali fessurati ma
economicamente riparabili



Stati limite (3274)

Sono definiti 3 stati limite



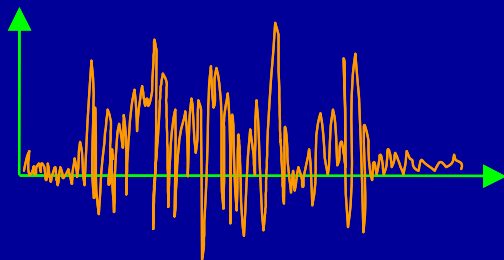
Stato Limite di
Danno Severo
DS

Danni significativi

Riduzione di rigidezza e resistenza degli
elementi portanti

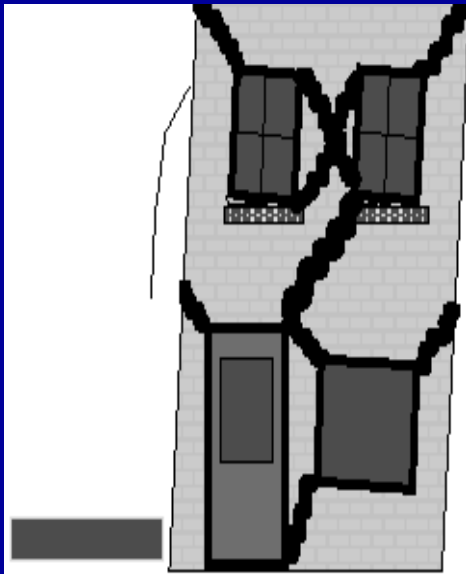
Elementi non strutturali danneggiati ma
senza espulsione dei tramezzi

Riparazione dell'edificio economicamente
non conveniente



Stati limite (3274)

Sono definiti 3 stati limite



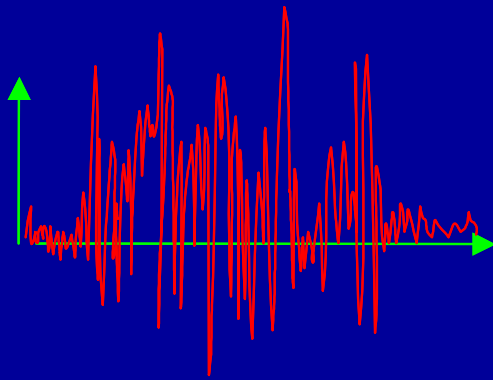
Stato Limite di
Collasso CO

Danni notevoli

Residua capacità portante per carichi verticali

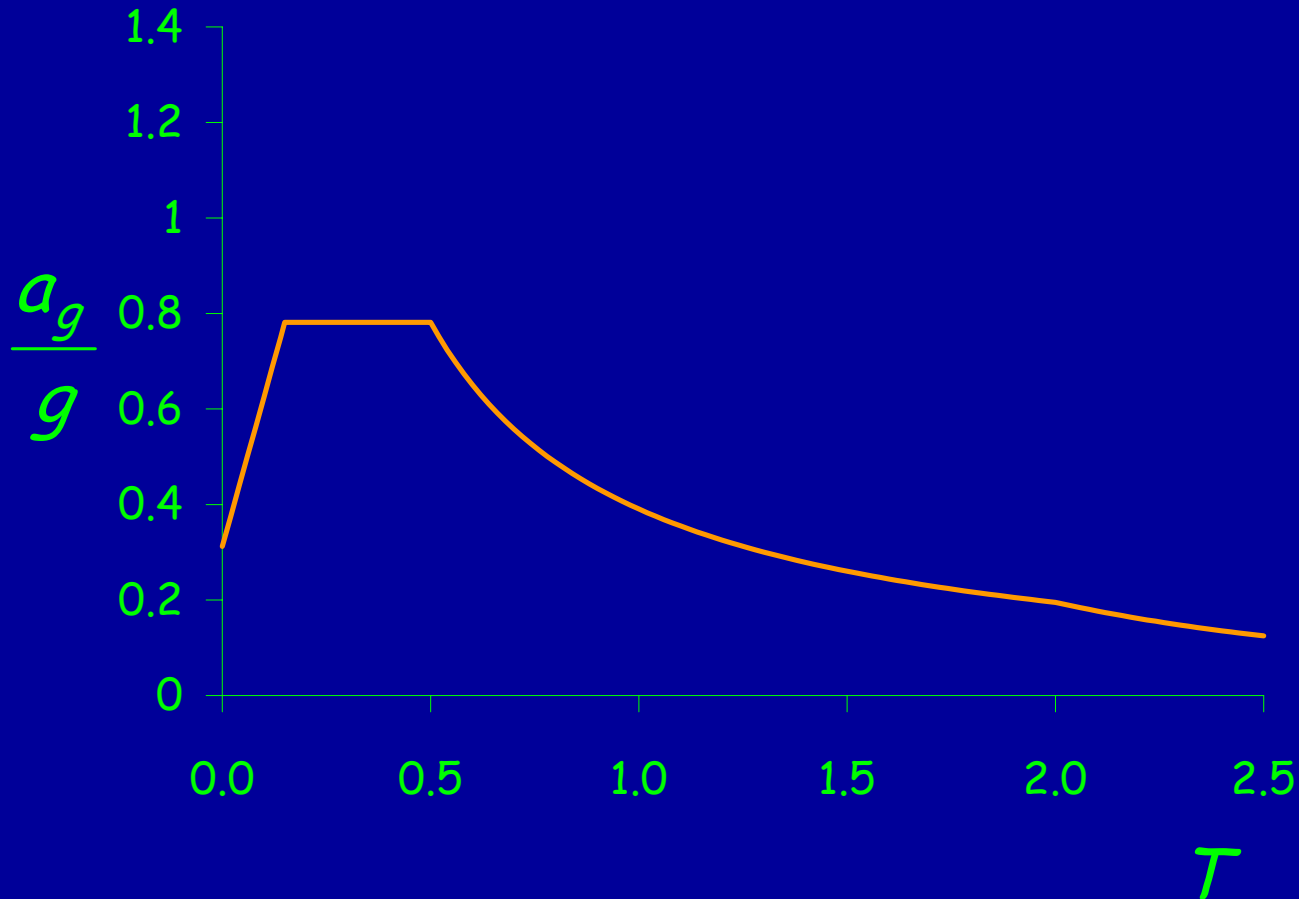
Elementi non strutturali quasi del tutto distrutti

Fuori piombo significativo



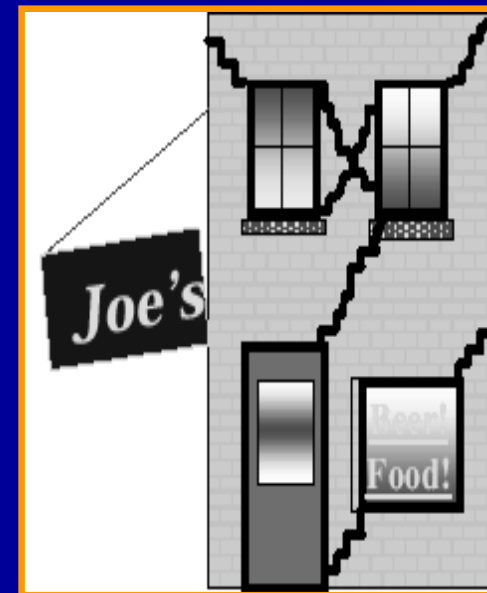
Stati limite (3274)

Spettro elastico



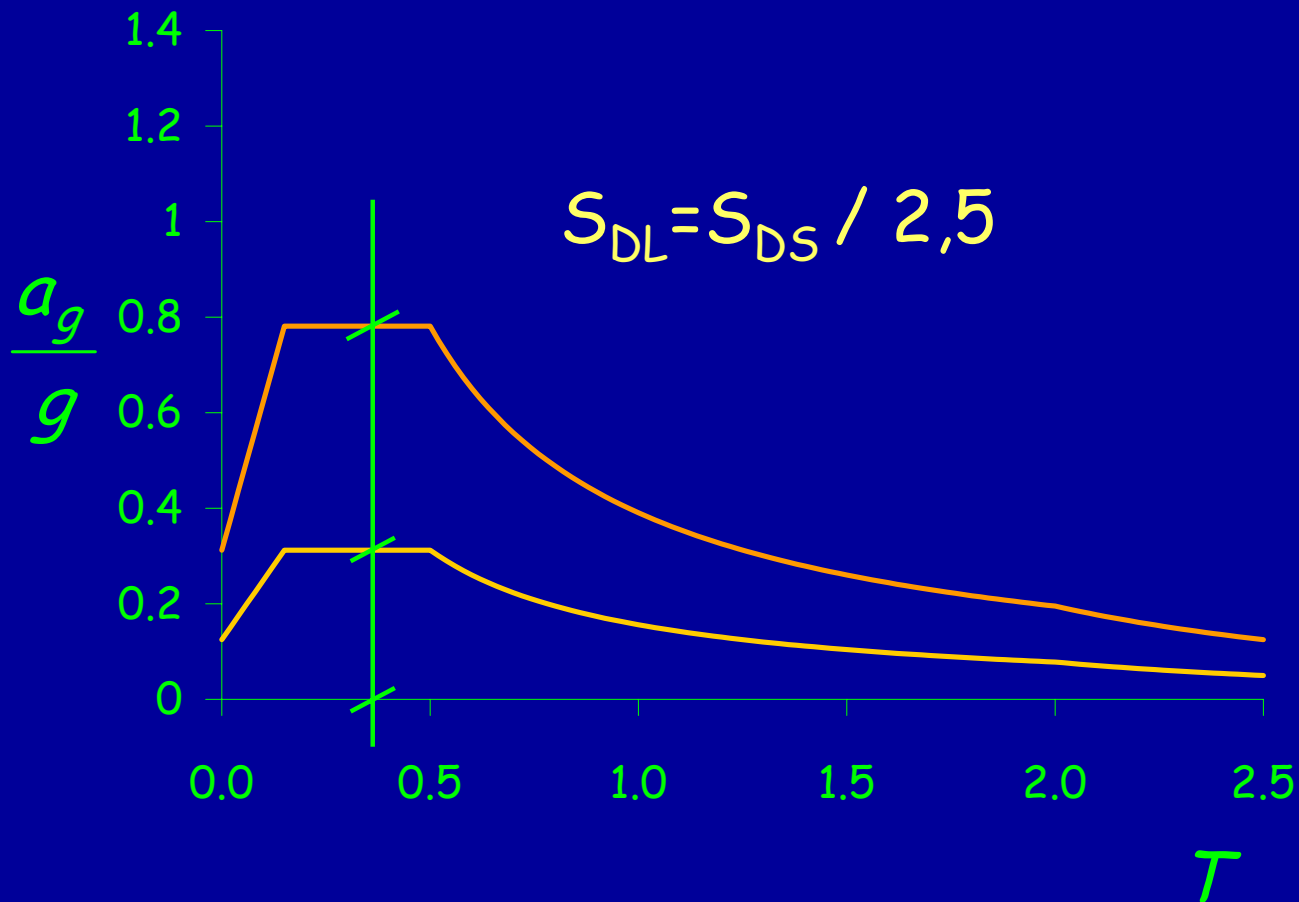
$T_r = 475$ anni

$P_r = 10\%50$ anni



Stati limite (3274)

Spettro elastico



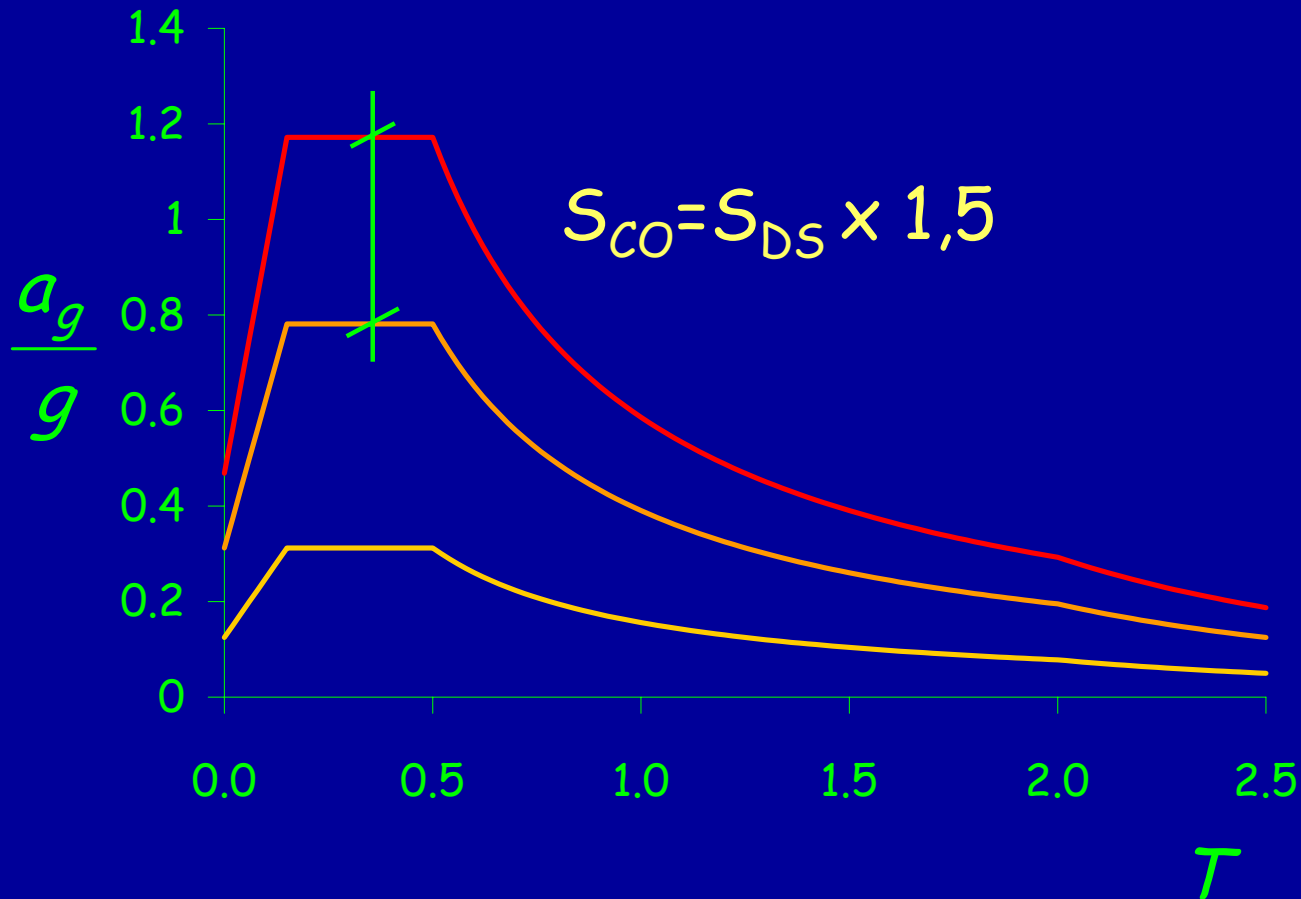
$T_r = 75$ anni

$P_r = 50\%$ 50 anni



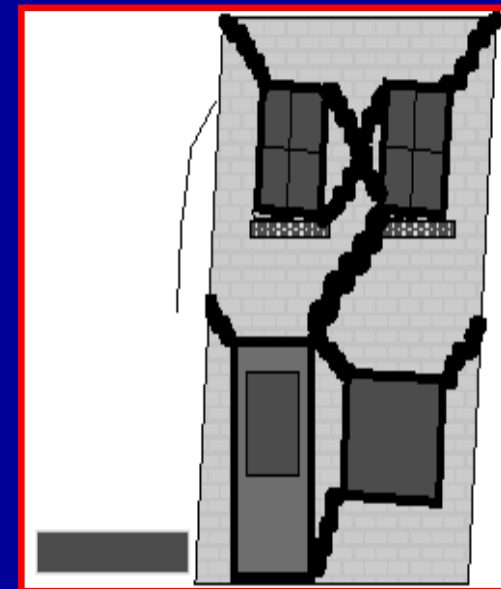
Stati limite (3274)

Spettro elastico



$T_r = 2475$ anni

$P_r = 2\%50$ anni

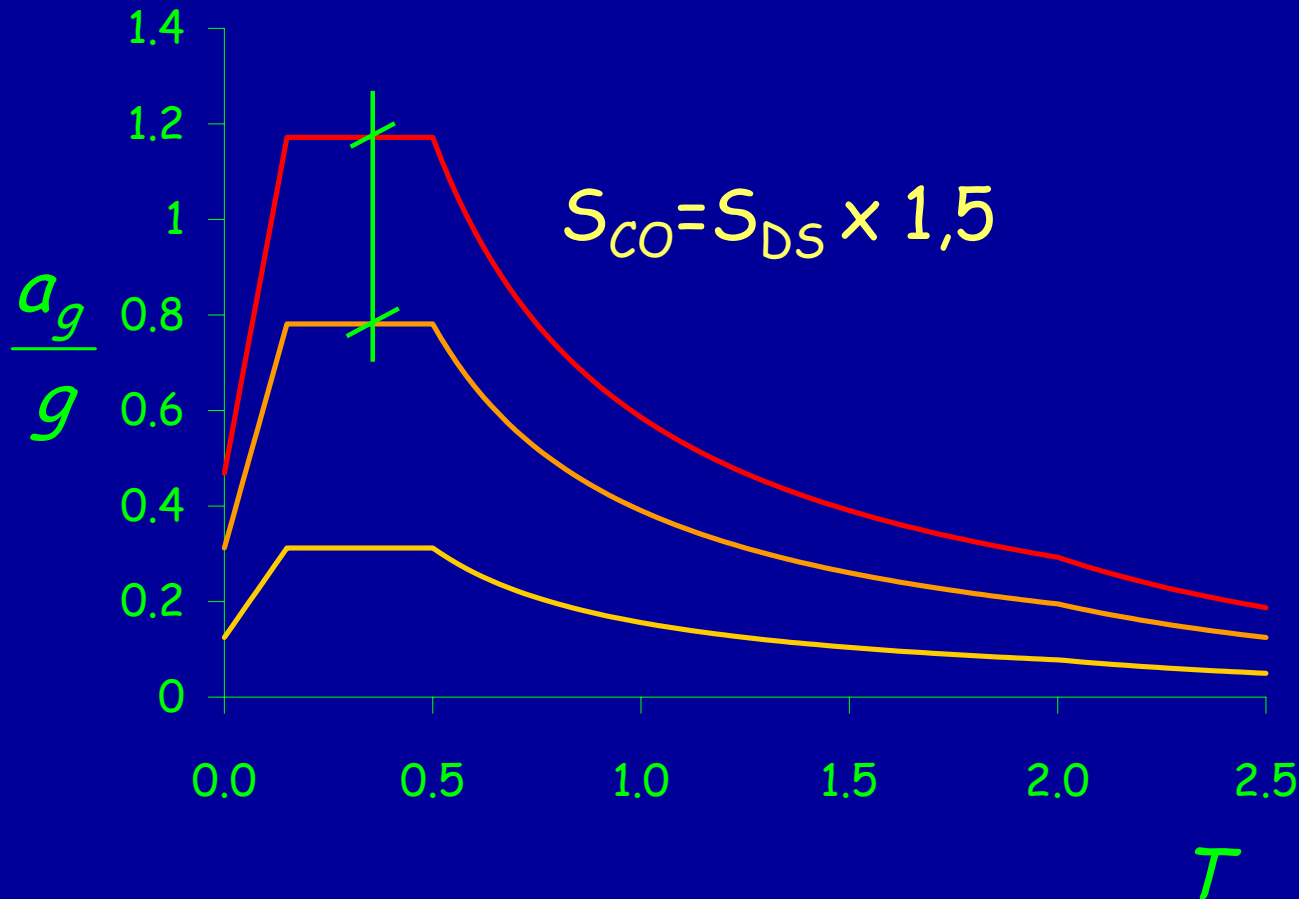


Stati limite (3274)

Spettro elastico

$T_r = 2475$ anni

$P_r = 2\%50$ anni



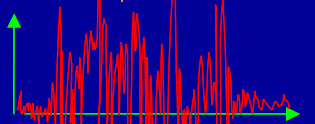
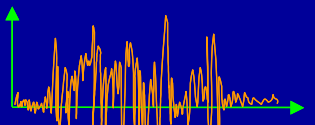
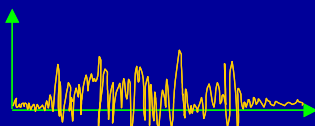
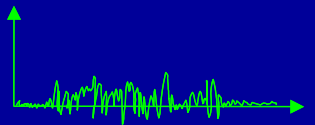
Gli spettri mantengono la stessa forma indipendentemente dalla pga

Stati limite nel FEMA



Building Performance Levels

		Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
Earthquake Hazard Level	50%50 anni (Tr=75 anni)	A	B	C	D
	20%50 anni (Tr=225 anni)	E	F	G	H
	10%50 anni (Tr=475 anni)	I	J	K	L
	2%50 anni (Tr=2475 anni)	M	N	O	P



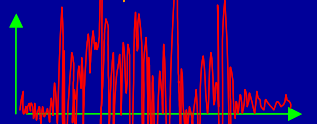
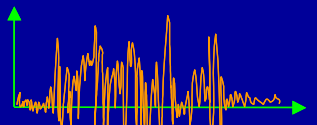
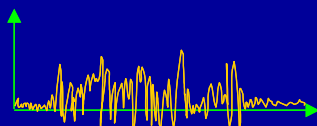
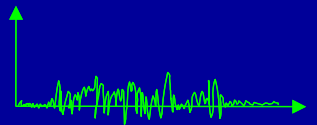
Stati limite nel FEMA

Obiettivo Base



Building Performance Levels

		Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
Earthquake Hazard Level	50%50 anni (Tr=75 anni)	A	B	C	D
	20%50 anni (Tr=225 anni)	E	F	G	H
	10%50 anni (Tr=475 anni)	I	J	K	L
	2%50 anni (Tr=2475 anni)	M	N	O	P

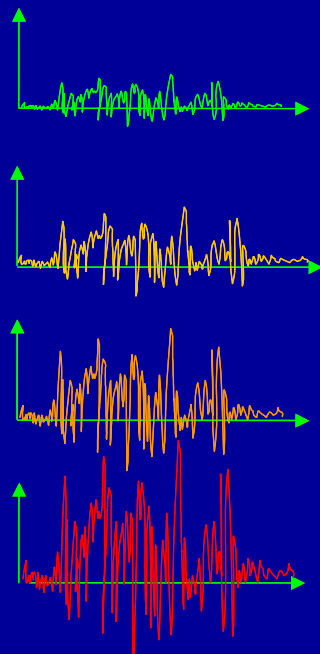


Stati limite nel FEMA

Prestazioni
Inaccettabili



Building Performance Levels



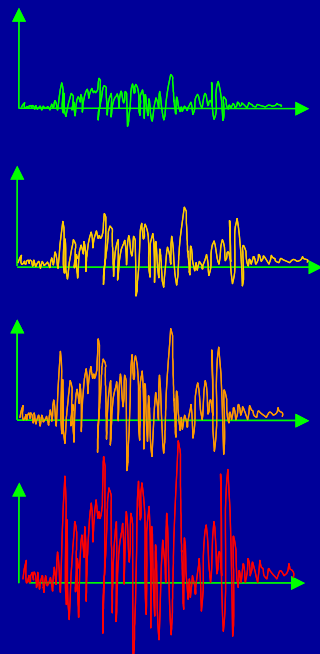
		Building Performance Levels			
		Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
Earthquake Hazard Level	50%50 anni (Tr=75 anni)	A	B	C	D
	20%50 anni (Tr=225 anni)	E	F	G	H
	10%50 anni (Tr=475 anni)	I	J	K	L
	2%50 anni (Tr=2475 anni)	M	N	O	P

Stati limite nel FEMA

Obiettivi Migliorati



Building Performance Levels



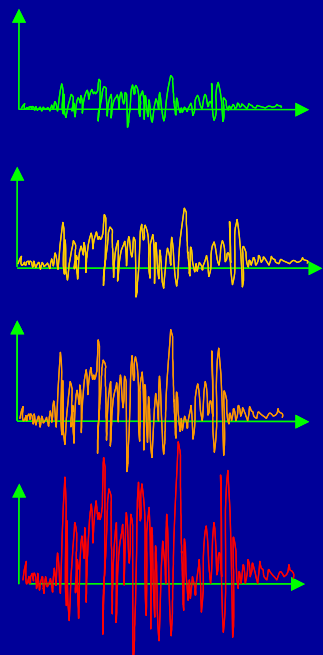
		Building Performance Levels			
		Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
Earthquake Hazard Level	50%50 anni (Tr=75 anni)	A	B	C	D
	20%50 anni (Tr=225 anni)	E	F	G	H
	10%50 anni (Tr=475 anni)	I	J	K	L
	2%50 anni (Tr=2475 anni)	M	N	O	P

Stati limite nel FEMA

Confronto con la Normativa italiana

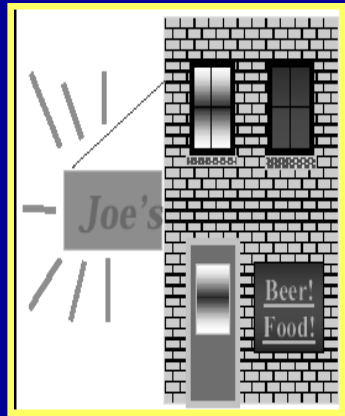


Building Performance Levels

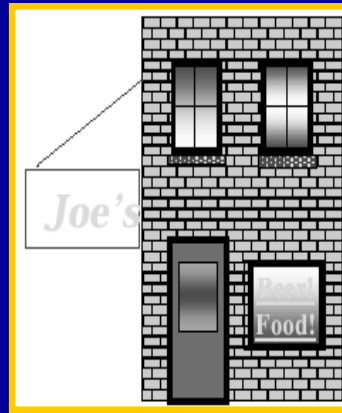


		Building Performance Levels			
		Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
Earthquake Hazard Level	50%50 anni (Tr=75 anni)	A	B	C	D
	20%50 anni (Tr=225 anni)	E	F	G	H
	10%50 anni (Tr=475 anni)	I	J	K	L
	2%50 anni (Tr=2475 anni)	M	N	O	P

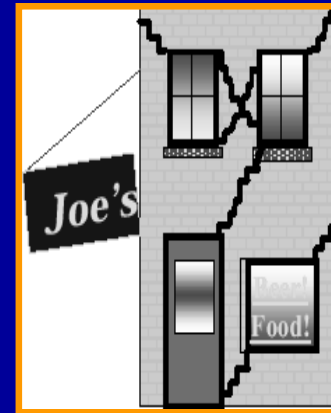
Aspetti economici



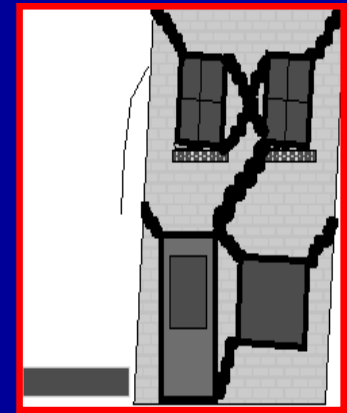
Operational



Immediate
Occupancy



Life Safety



Collapse
Prevention



0%

99%

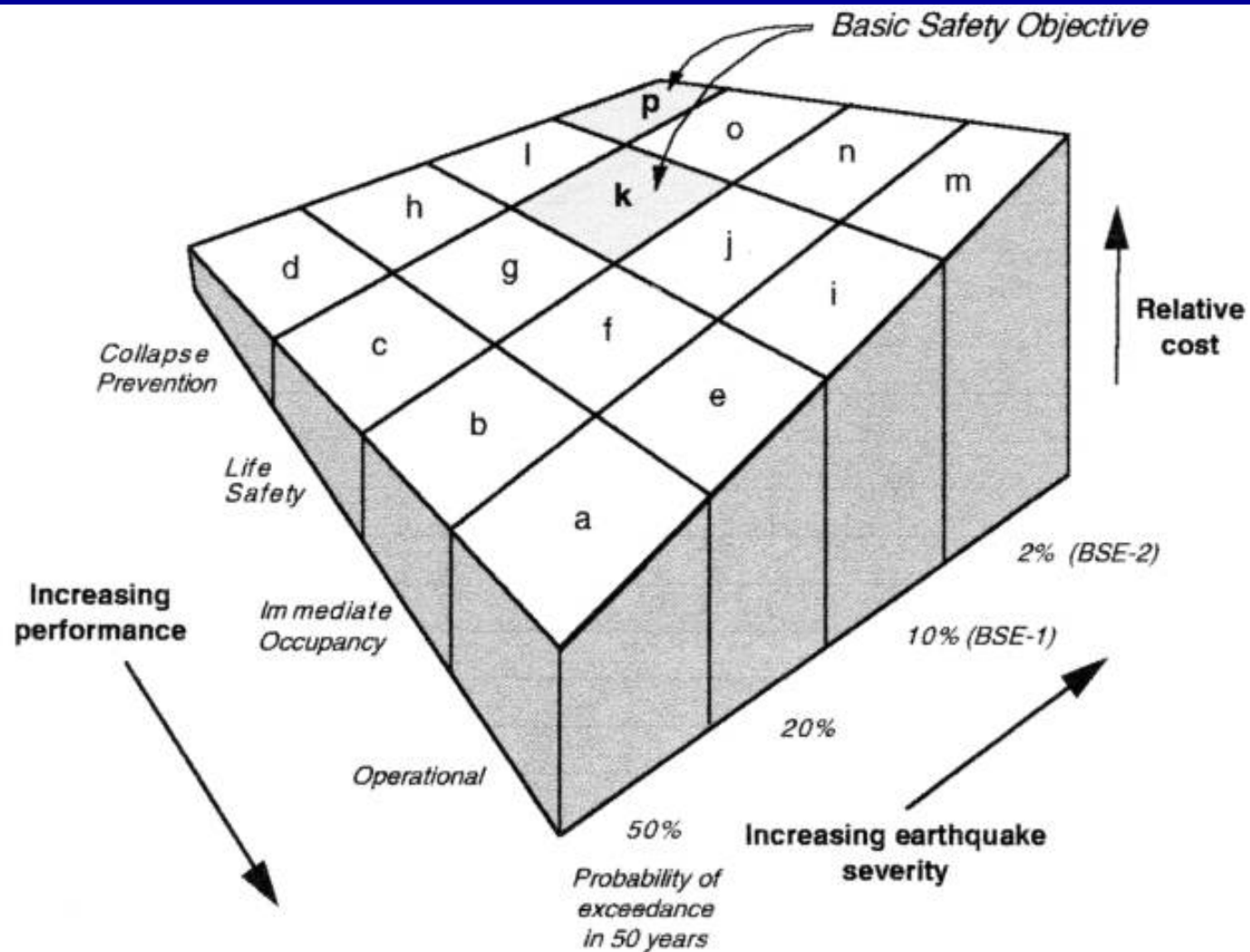
Prestazioni più alte

Prestazioni più basse

Perdite inferiori

Perdite maggiori

Costi relativi della riabilitazione



Tipologie di analisi

Analisi Lineare

Analisi Statica Lineare

Analisi Dinamica Modale

Analisi Dinamica al passo

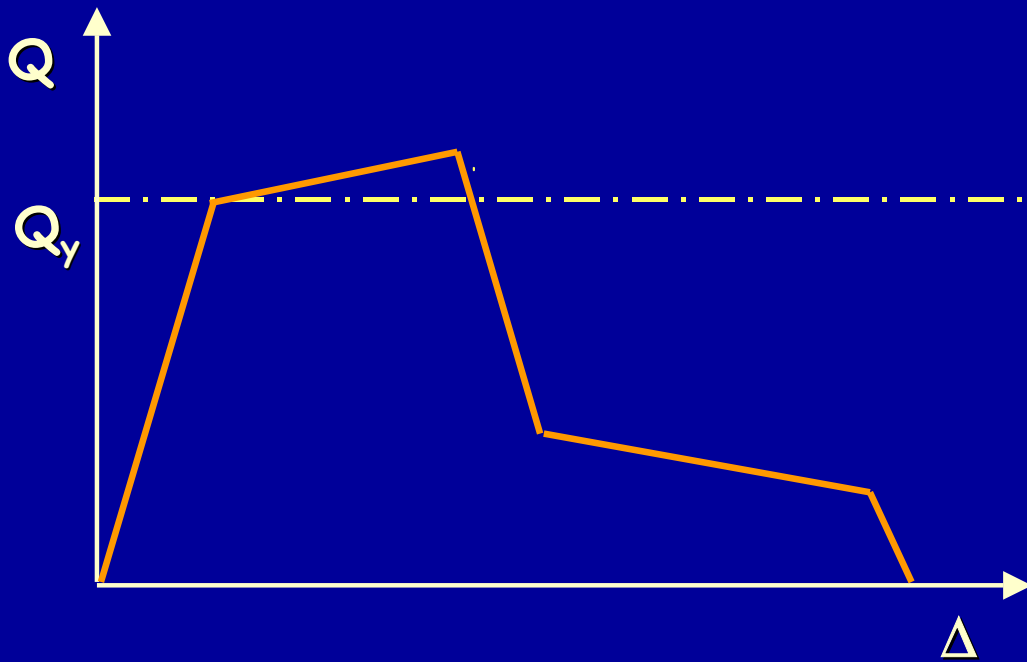
Analisi Non Lineare

Analisi Statica Non Lineare
(Pushover)

Analisi Dinamica Non Lineare
(Time History)

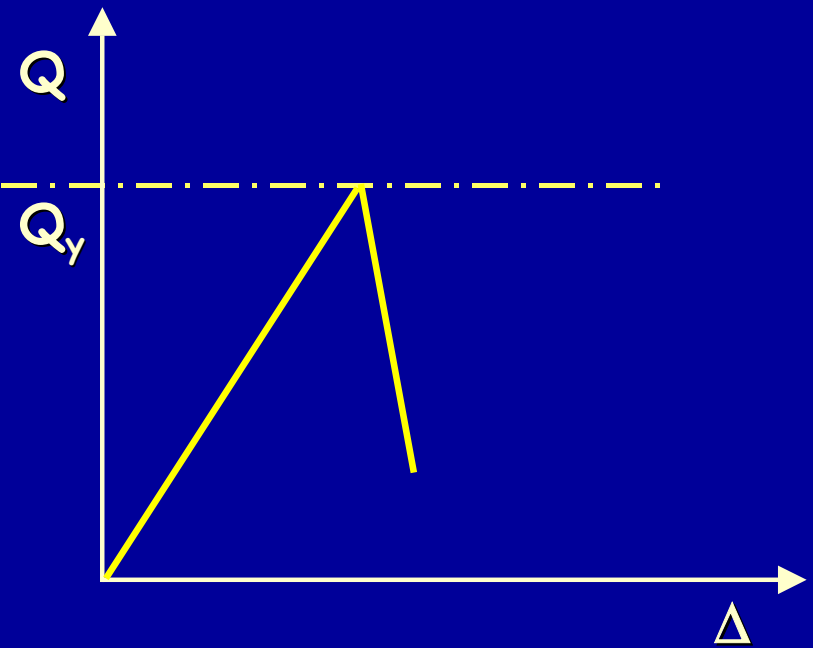
Tipologie di elementi

Meccanismi duttili



Rottura legata a limiti di duttilità

Meccanismi fragili



Rottura legata a limiti di resistenza

Applicabilità delle analisi lineari (11.2.5.4)

Valutazione delle sollecitazioni S_i mediante procedura lineare

Valutazione delle resistenze C_i

$$\rho_i = \frac{S_i}{C_i}$$

Per gli elementi duttili:

$$\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}} \leq 2$$

$$\rho_{max} \leq ?$$

Applicabilità delle analisi lineari (11.2.5.4)

Valutazione delle sollecitazioni S_i mediante procedura lineare

Valutazione delle resistenze C_i

$$\rho_i = \frac{S_i}{C_i}$$

Per gli elementi duttili:

$$\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}} \leq 2$$

$$\rho_{max} \leq ?$$

Valore non
espressamente indicato

Applicabilità delle analisi lineari (11.2.5.4)

Valutazione delle sollecitazioni S_i mediante procedura lineare

Valutazione delle resistenze C_i

$$\rho_i = \frac{S_i}{C_i}$$

Per gli elementi duttili:

$$\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}} \leq 2$$

Quali sezioni duttili considerare?

$$\rho_{max} \leq ?$$

Valore non espressamente indicato

Applicabilità delle analisi lineari (11.2.5.4)

Valutazione delle sollecitazioni S_i mediante procedura lineare

Valutazione delle resistenze C_i

$$\rho_i = \frac{S_i}{C_i}$$

Per gli elementi duttili:

$$\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}} \leq 2$$

Quali sezioni duttili considerare?

$$\rho_{max} \leq \begin{cases} 15 \text{ per travi} \\ 7 \text{ per pilastri} \end{cases}$$

L' EC 8 parte 3
risponde ...

Sezioni significative

Le sezioni di mezzera di travi e pilastri non sono significative per le sollecitazioni sismiche

Le sezioni di estremità di travi a spessore non sono significative per le sollecitazioni sismiche

È necessaria un' applicazione intelligente delle norme.

Significato dei limiti imposti

$\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}} \leq 2$ significa prevedere un comportamento uniforme per la struttura

$\rho_i > 1$ significa considerare la duttilità della sezione

Criteri di verifica: analisi lineare

(11.2.6.1)

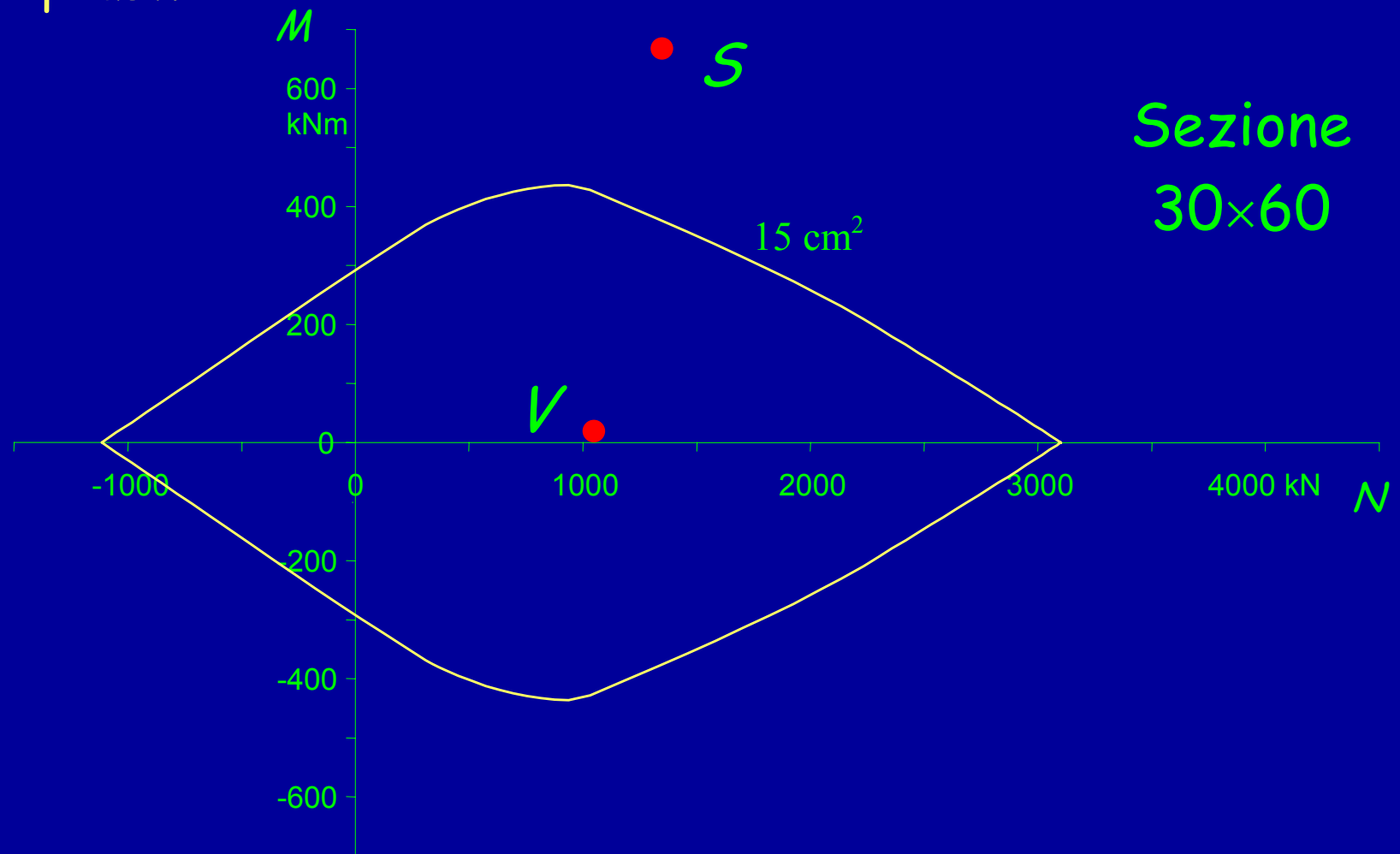
Gli elementi duttili si ritengono implicitamente soddisfatti se sono soddisfatte le limitazioni per l'applicabilità della procedura d'analisi.

$$\rho_{max} \leq \begin{cases} 15 \text{ per travi} \\ 7 \text{ per pilastri} \end{cases}$$

I limiti sembrano poco significativi perché indipendenti dal livello di prestazione (DL, DS, CO) e dalla effettiva duttilità della sezione.

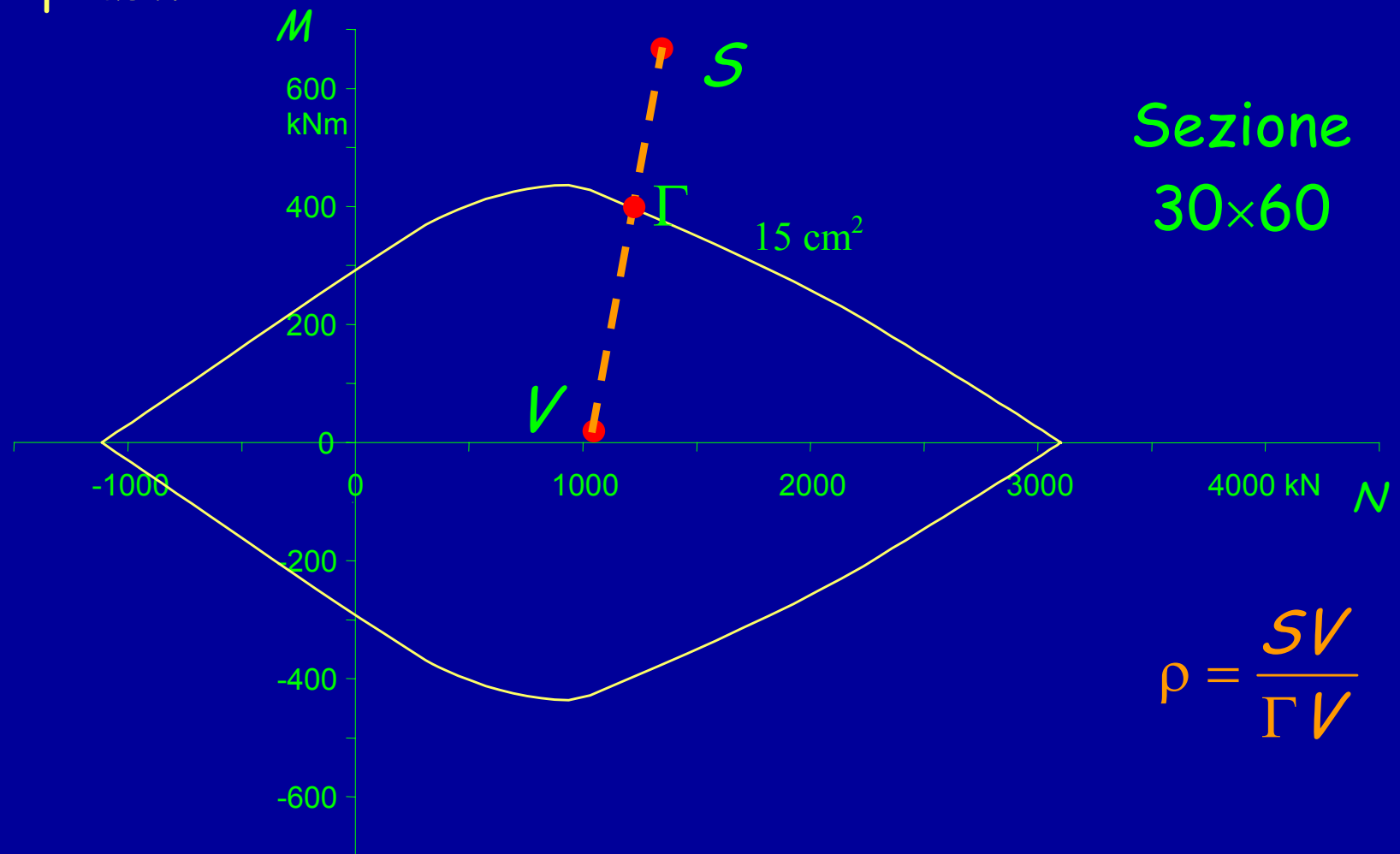
Esempio: Pilastrì

Nel caso dei pilastrì:



Esempio: Pilastrì

Nel caso dei pilastrì:



Criteri di verifica: analisi lineare

(11.2.6.1)

Gli elementi fragili si ritengono soddisfatti se risulta:

$$\rho_i = \frac{S_i}{C_i} < 1$$

La sollecitazione di verifica è quella derivata dall'analisi se gli elementi duttili contigui hanno:

$$\rho_i < 1$$

La sollecitazione di verifica è quella derivata dall'equilibrio con le resistenze degli elementi duttili contigui se questi hanno:

$$\rho_i \geq 1$$

Criteri di verifica: analisi lineare (11.2.6.1)

Gli elementi fragili si ritengono soddisfatti se risulta:

$$\rho_i = \frac{S_i}{C_i} < 1$$

La sollecitazione di verifica è quella derivata dall'analisi se gli elementi duttili contigui hanno:

$$\rho_i < 1$$

La sollecitazione di verifica è quella derivata dall'equilibrio con le resistenze degli elementi duttili contigui se questi hanno:

$$\rho_i \geq 1$$

Amplificate mediante

$$\gamma_{rd} = 1.20$$

Applicabilità di analisi lineare FEMA

Analisi lineare applicabile se:

$$DCR_i = \frac{S_i}{C_i} \leq 2$$

Oppure se la struttura segue i criteri di regolarità esplicitamente forniti.

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi duttili si ritengono soddisfatti se:

$$M_{sd} < m \cdot k \cdot M_{Rd}$$

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi duttili si ritengono soddisfatti se:

$$M_{sd} < m \cdot k \cdot M_{Rd}$$

Momento resistente valutato
con i valori caratteristici
della resistenza

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi duttili si ritengono soddisfatti se:

$$M_{sd} < m \cdot k \cdot M_{Rd}$$

Momento resistente valutato
con i valori caratteristici
della resistenza

Fattore di conoscenza pari a
1.00 o 0.75

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi duttili si ritengono soddisfatti se:

$$M_{sd} < m \cdot k \cdot M_{Rd}$$

Fattore amplificativo delle
resistenze - analogo a ρ

Momento resistente valutato
con i valori caratteristici
della resistenza

Fattore di conoscenza pari a
1.00 o 0.75

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

Valori di m	
Primarie	Secondarie

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

Valori di m	
Primarie	Secondarie

Distinzione tra elementi
primari e secondari

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

Valori di m	
Primarie	Secondarie

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$
< 0.00
< 0.00
> 0.50
> 0.50
< 0.00
< 0.00
> 0.50
> 0.50

Quantità di
armatura tesa e
compressa

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

Valori di m	
Primarie	Secondarie

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Rinf. Trasv.
< 0.00	C
< 0.00	C
> 0.50	C
> 0.50	C
< 0.00	NC
< 0.00	NC
> 0.50	NC
> 0.50	NC

Passo delle staffe

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$
< 0.00	C	< 3.0
< 0.00	C	> 6.0
> 0.50	C	< 3.0
> 0.50	C	> 6.0
< 0.00	NC	< 3.0
< 0.00	NC	> 6.0
> 0.50	NC	< 3.0
> 0.50	NC	> 6.0

Valori di m	
Primarie	Secondarie

Tasso di lavoro a taglio

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$
< 0.00	C	< 3.0
< 0.00	C	> 6.0
> 0.50	C	< 3.0
> 0.50	C	> 6.0
< 0.00	NC	< 3.0
< 0.00	NC	> 6.0
> 0.50	NC	< 3.0
> 0.50	NC	> 6.0

Valori di m				
	Primarie		Secondarie	
IO	LS	CP	LS	CP

Livelli di prestazione

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

			Valori di m				
			IO	Primarie		Secondarie	
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$		LS	CP	LS	CP
< 0.00	C	< 3.0	3				
< 0.00	C	> 6.0	2				
> 0.50	C	< 3.0	2				
> 0.50	C	> 6.0	2				
< 0.00	NC	< 3.0	2				
< 0.00	NC	> 6.0	1.25				
> 0.50	NC	< 3.0	2				
> 0.50	NC	> 6.0	1.25				

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

			Valori di m				
			IO	Primarie		Secondarie	
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$		LS	CP	LS	CP
< 0.00	C	< 3.0	3	6		6	
< 0.00	C	> 6.0	2	3		3	
> 0.50	C	< 3.0	2	3		3	
> 0.50	C	> 6.0	2	2		2	
< 0.00	NC	< 3.0	2	3		3	
< 0.00	NC	> 6.0	1.25	2		2	
> 0.50	NC	< 3.0	2	3		3	
> 0.50	NC	> 6.0	1.25	2		2	

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

			Valori di m				
			IO	Primarie		Secondarie	
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$		LS	CP	LS	CP
< 0.00	C	< 3.0	3	6	7	6	10
< 0.00	C	> 6.0	2	3	4	3	5
> 0.50	C	< 3.0	2	3	4	3	5
> 0.50	C	> 6.0	2	2	3	2	4
< 0.00	NC	< 3.0	2	3	4	3	5
< 0.00	NC	> 6.0	1.25	2	3	2	4
> 0.50	NC	< 3.0	2	3	3	3	4
> 0.50	NC	> 6.0	1.25	2	2	2	3

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in c.a.

			Valori di m				
			IO	Primarie		Secondarie	
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$		LS	CP	LS	CP
< 0.00	C	< 3.0	3	6	7	6	10
< 0.00	C	> 6.0	2	3	4	3	5
> 0.50	C	< 3.0	2	3	4	3	5
> 0.50	C	> 6.0	2	2	3	2	4
< 0.00	NC	< 3.0	2	3	4	3	5
< 0.00	NC	> 6.0	1.25	2	3	2	4
> 0.50	NC	< 3.0	2	3	3	3	4
> 0.50	NC	> 6.0	1.25	2	2	2	3

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per pilastri in c.a.

Valori di m	
Primarie	Secondarie

$\frac{P}{A_g f'_c}$
< 0.10
< 0.10
> 0.40
> 0.40
< 0.10
< 0.10
> 0.40
> 0.40

Tasso di lavoro per
sforzo assiale

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per pilastri in c.a.

			Valori di m				
			IO	Primarie		Secondarie	
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$		LS	CP	LS	CP
< 0.10	C	< 3.0	2	3	4	4	5
< 0.10	C	> 6.0	2	2.4	3.2	3.2	4
> 0.40	C	< 3.0	1.25	2	3	3	4
> 0.40	C	> 6.0	1.25	1.6	2.4	2.4	3.2
< 0.10	NC	< 3.0	2	2	3	2	3
< 0.10	NC	> 6.0	2	1.6	2.4	1.6	2.4
> 0.40	NC	< 3.0	1.25	1.5	2	1.5	2
> 0.40	NC	> 6.0	1.25	1.5	1.75	1	1.6

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in
acciaio

Valori di m				
IO	Primarie		Secondarie	
	LS	CP	LS	CP

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$$

Altri casi

Geometria dei piatti
che compongono la
sezione

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in
acciaio

	Valori di m				
	IO	Primarie		Secondarie	
		LS	CP	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	2	6	8	10	12
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	1.25	2	3	3	4
Altri casi	Interpolazione lineare				

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per pilastri in
acciaio: $N/N_{Rd} < 0.20$

	Valori di m				
	IO	Primarie		Secondarie	
		LS	CP	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	2	6	8	10	12
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	1.25	1.25	2	2	3
Altri casi	Interpolazione lineare				

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per pilastri in
acciaio: $0.20 < N/N_{Rd} < 0.50$

	Valori di m				
	IO	Primarie		Secondarie	
		LS	CP	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	1.25	9 (1-1.7n)	12 (1-1.7n)	15 (1-1.7n)	18 (1-1.7n)
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	1.25	1.25	1.5	2	2
Altri casi	Interpolazione lineare				

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi fragili si ritengono soddisfatti se:

$$V_{sd} < k \cdot V_{Rd}$$

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi fragili si ritengono soddisfatti se:

$$V_{sd} < k \cdot V_{Rd}$$

Tagli resistente valutato con
i valori caratteristici della
resistenza

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi fragili si ritengono soddisfatti se:

$$V_{sd} < k \cdot V_{Rd}$$

Tagli resistente valutato con
i valori caratteristici della
resistenza

Fattore di conoscenza pari a
1.00 o 0.75

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi fragili si ritengono soddisfatti se:

$$V_{sd} < k \cdot V_{Rd}$$

Taglio sollecitante
ridotto per tener conto
della plasticizzazione
degli elementi duttili
vicini

Tagli resistente valutato con
i valori caratteristici della
resistenza

Fattore di conoscenza pari a
1.00 o 0.75

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Gli elementi fragili si ritengono soddisfatti se:

$$V_{sd} < k \cdot V_{Rd}$$

Si considerano fragili anche pilastri con $n = N/N_{Rd} > 0.50$

Analisi lineare: statica o modale?

Gli edifici esistenti seguono le stesse regole degli edifici ex-novo.

L'analisi statica è applicabile per (4.5.2):

edifici regolari

$$T_1 < 2.5 T_c$$

Analisi lineare: statica o modale?

Gli edifici esistenti seguono le stesse regole degli edifici ex-novo.

L'analisi statica è applicabile per (4.5.2):

edifici regolari

$$T_1 < 2.5 T_c$$

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

$$C_1 = \begin{cases} 0.075 \\ 0.085 \end{cases}$$

Edifici in c.a.

Edifici in acciaio

Analisi statica non lineare: Pushover (4.5.4)

Questa analisi è applicabile per strutture regolari in pianta e in elevazione.

Può essere estesa a strutture irregolari se si tiene conto dell'evoluzione della rigidità e delle forme di vibrazione conseguenti alle deformazioni inelastiche

Devono essere applicate due distinte distribuzioni di forze:

Analisi statica non lineare: Pushover (4.5.4)

Questa analisi è applicabile per strutture regolari in pianta e in elevazione.

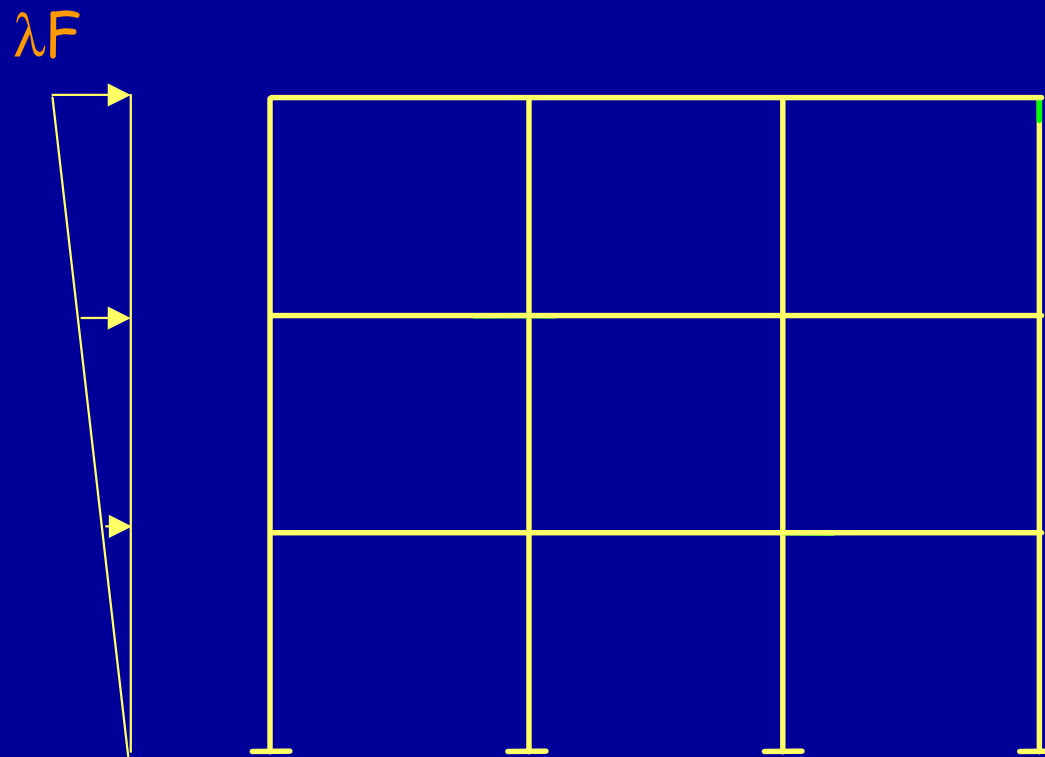
Può essere estesa a strutture irregolari se si tiene conto dell'evoluzione della rigidezza e delle forme di vibrazione conseguenti alle deformazioni inelastiche

Devono essere applicate due distinte distribuzioni di forze:

Distribuzione di forze proporzionali alle masse

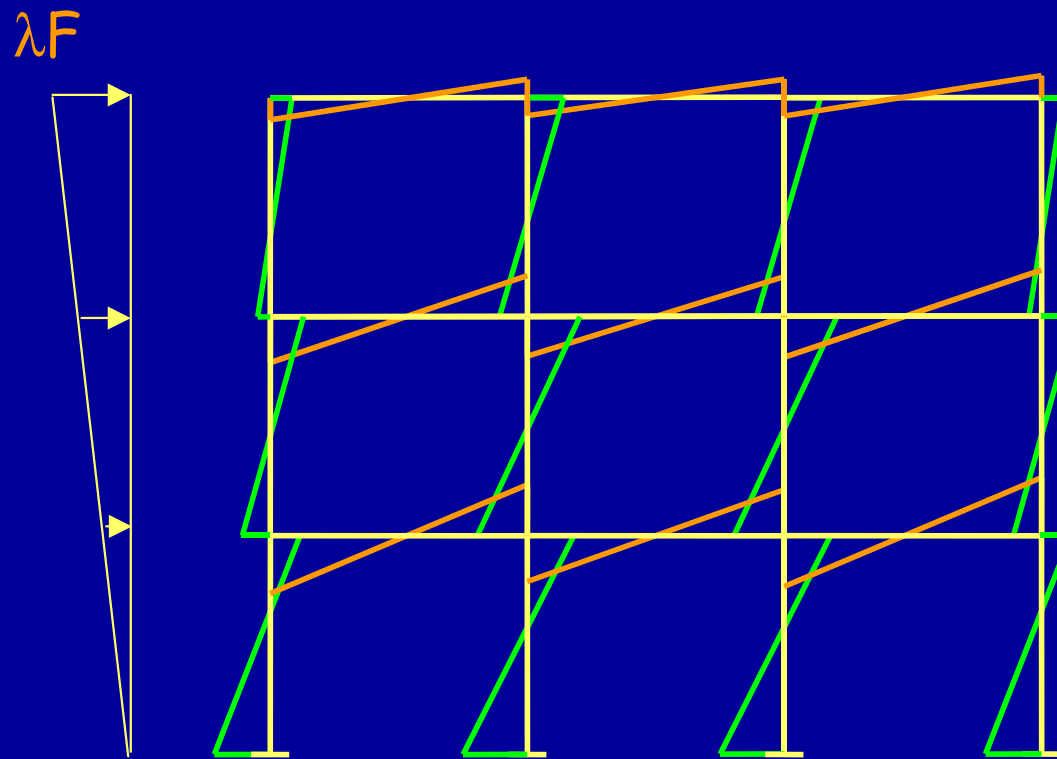
Distribuzione di forze affine al primo modo di vibrazione

Analisi statica non lineare: Pushover (4.5.4)

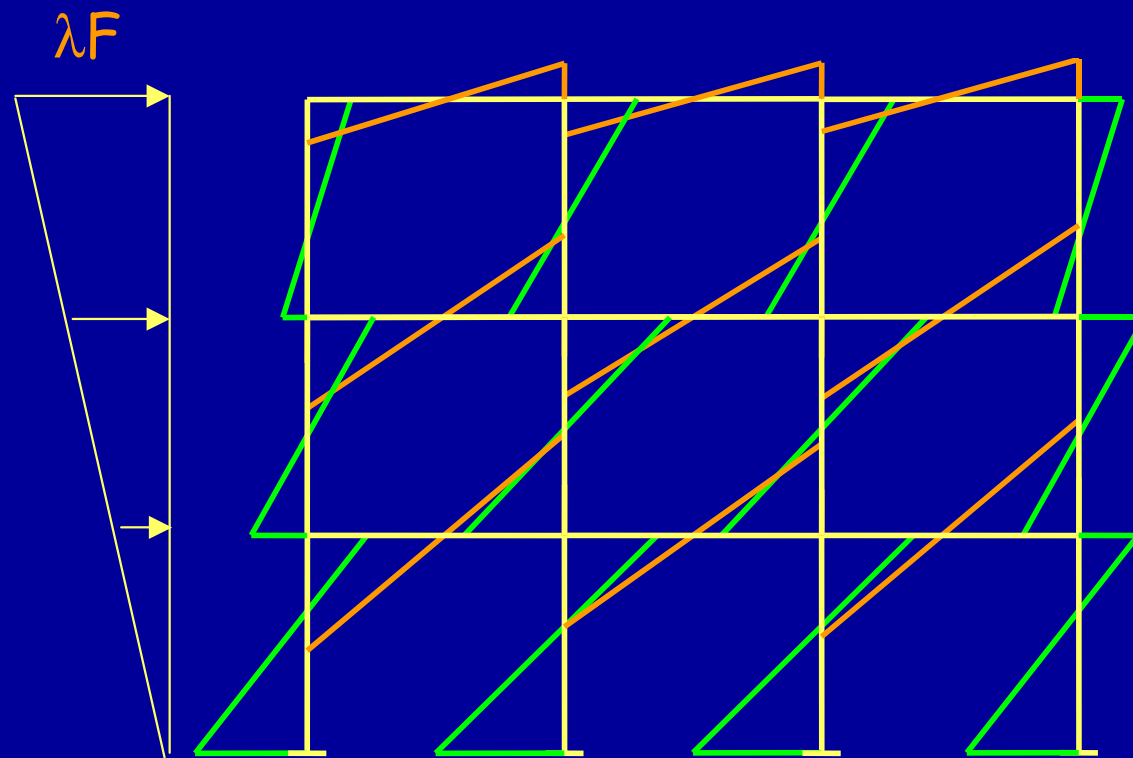


Applicazione di forze gravitazionali e forze orizzontali monotonamente crescenti

Analisi statica non lineare: Pushover (4.5.4)

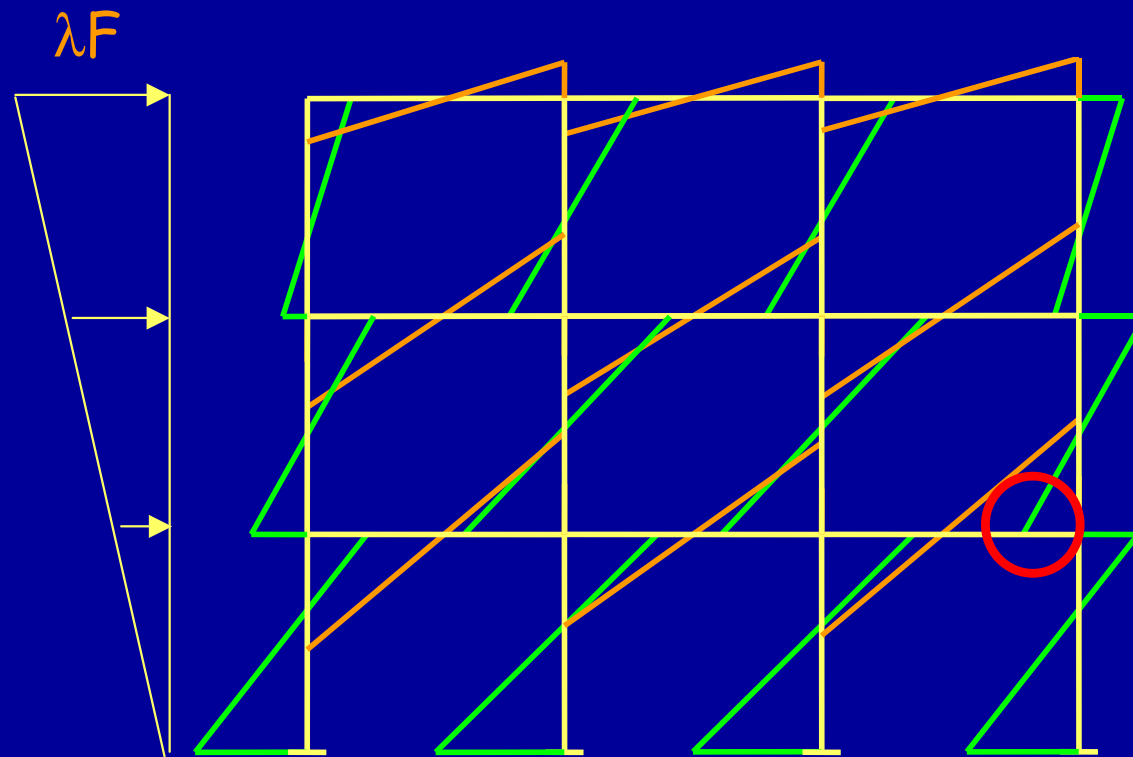


Analisi statica non lineare: Pushover (4.5.4)



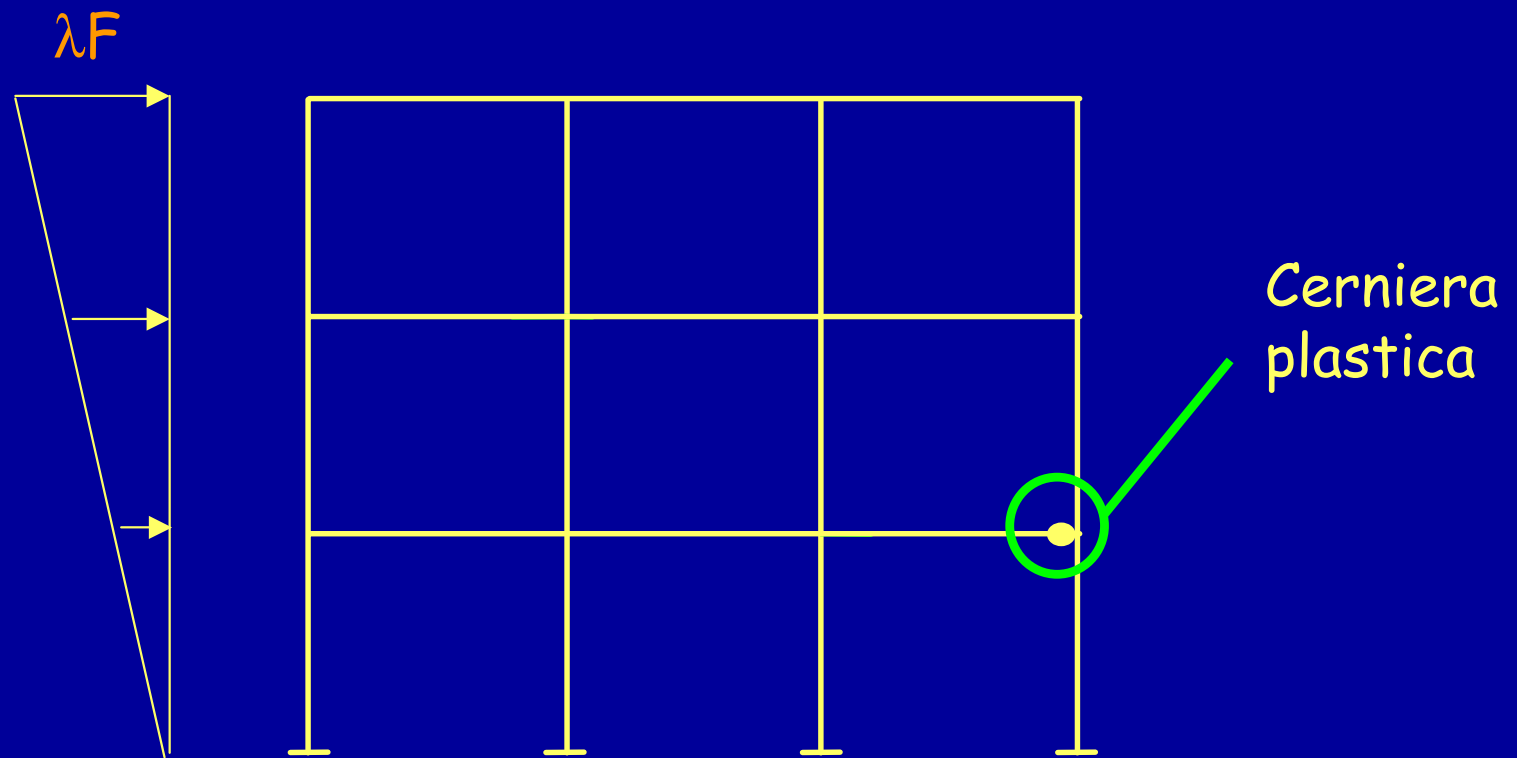
Le forze crescono fino a quando si raggiunge il momento di prima plasticizzazione in una sezione

Analisi statica non lineare: Pushover (4.5.4)



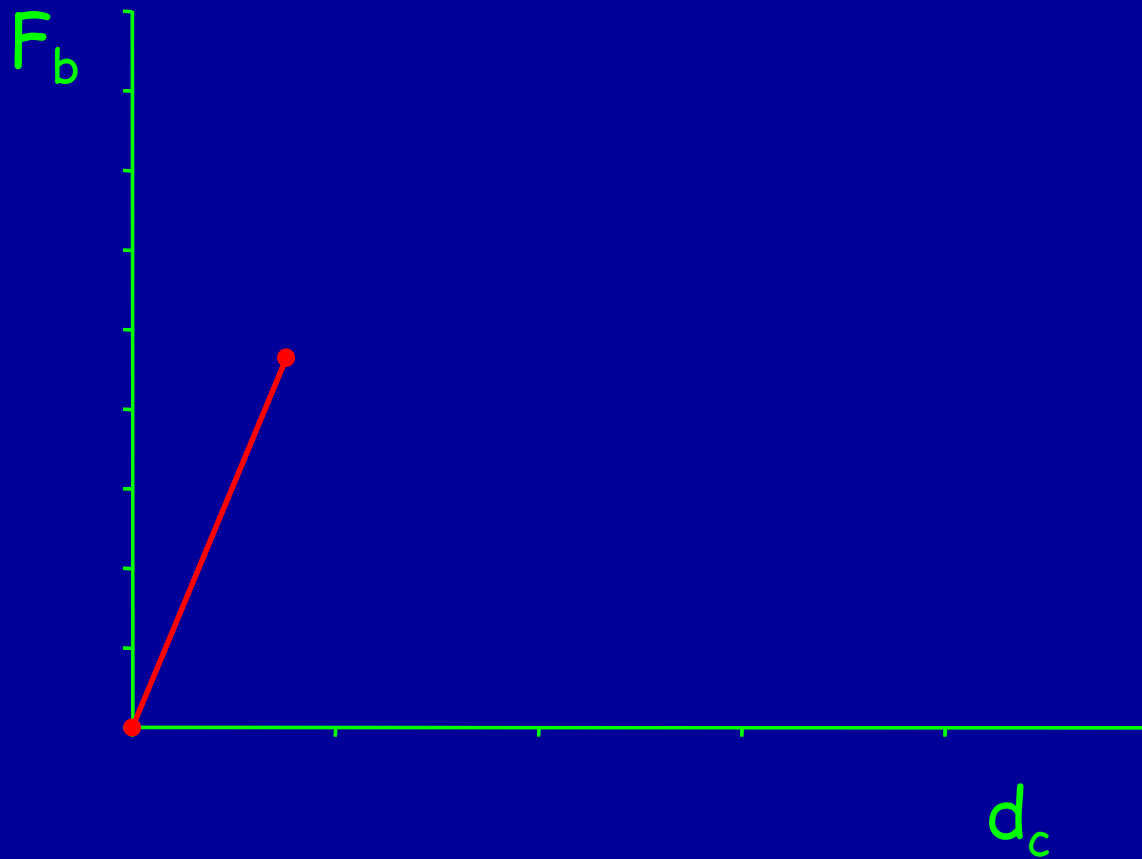
Le forze crescono fino a quando si raggiunge il momento di prima plasticizzazione in una sezione

Analisi statica non lineare: Pushover (4.5.4)



Lo schema strutturale cambia

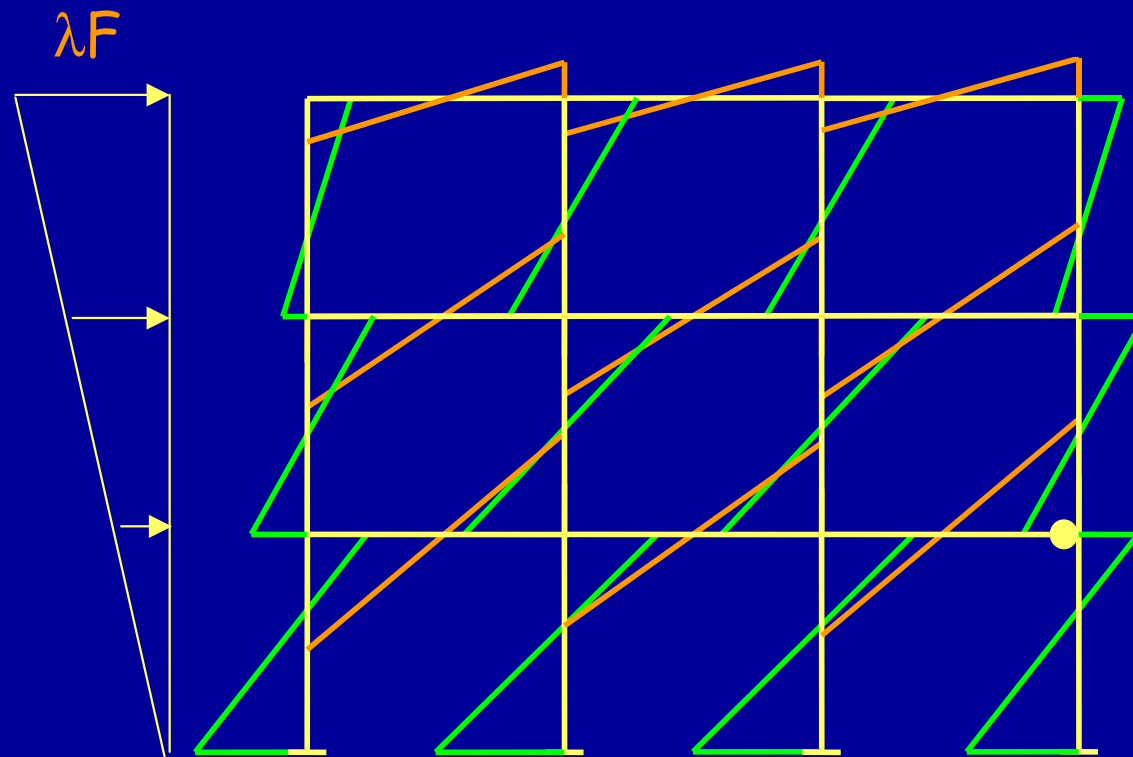
Analisi statica non lineare: Pushover (4.5.4)



F_b = taglio alla base

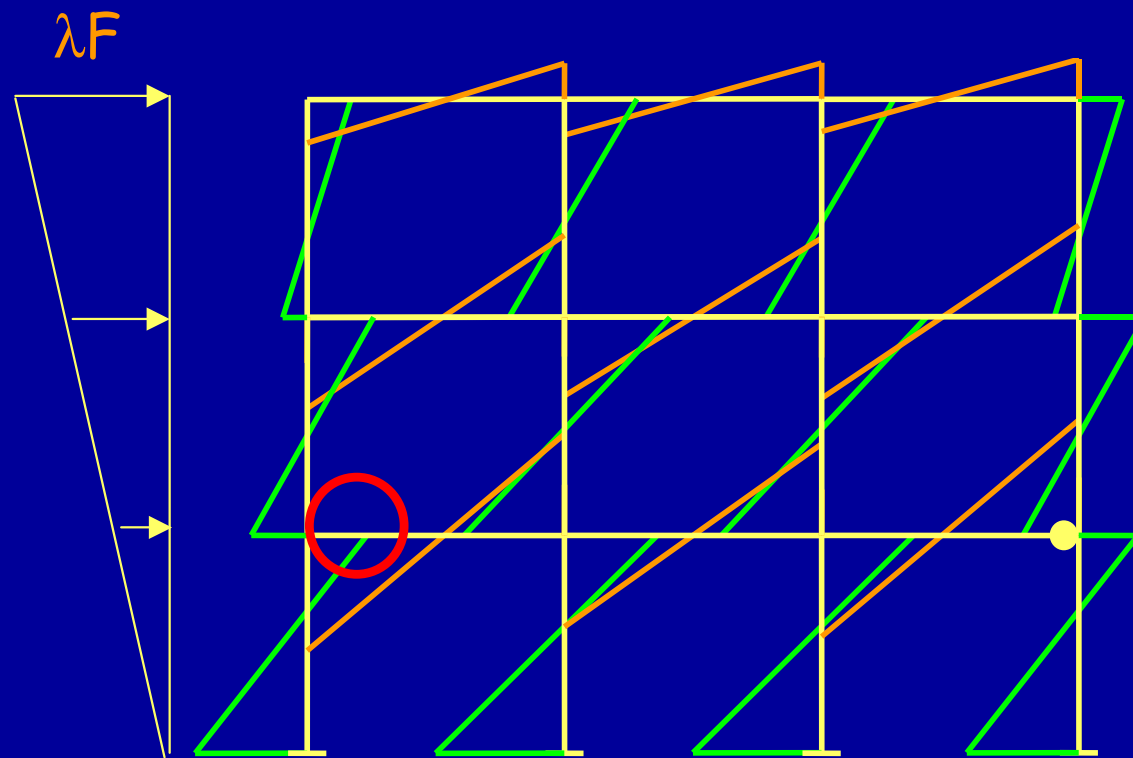
d_c = spostamento del
punto di controllo

Analisi statica non lineare: Pushover (4.5.4)



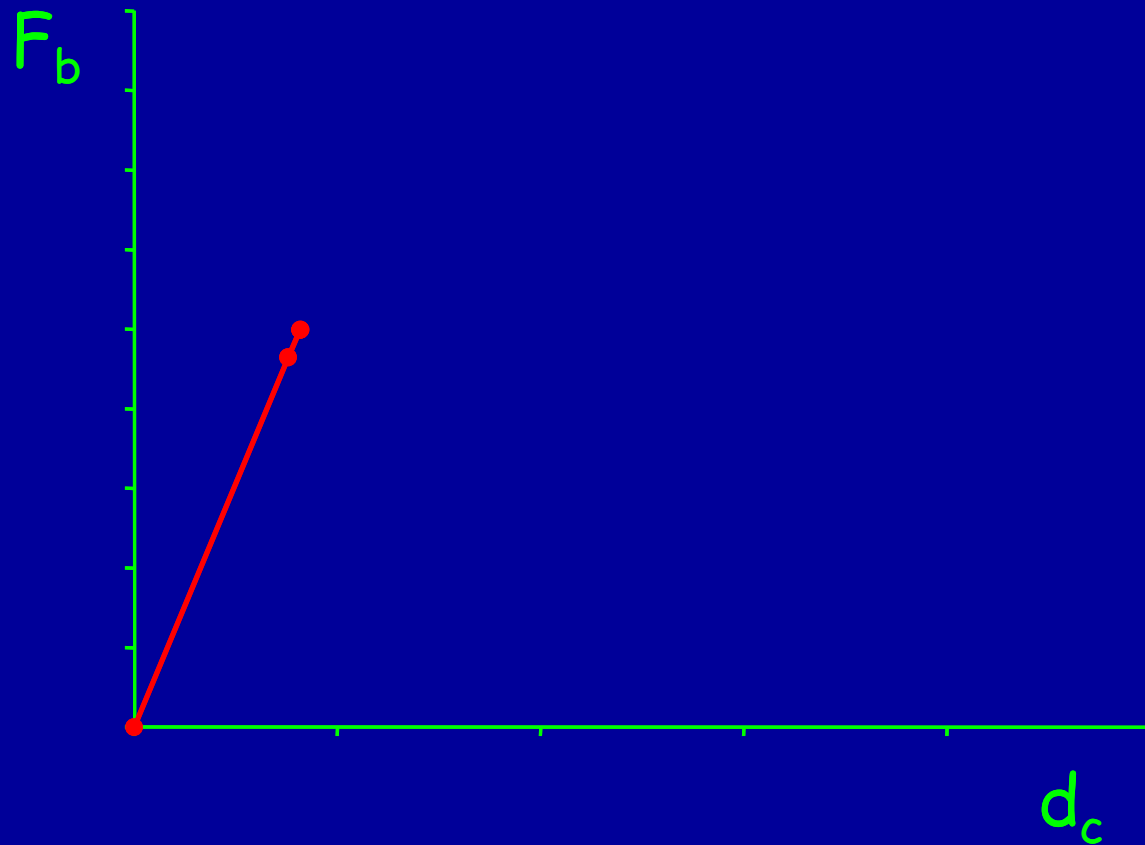
Le forze crescono fino a quando si raggiunge il momento di prima plasticizzazione in una sezione

Analisi statica non lineare: Pushover (4.5.4)



Le forze crescono fino a quando si raggiunge il momento di prima plasticizzazione in una sezione

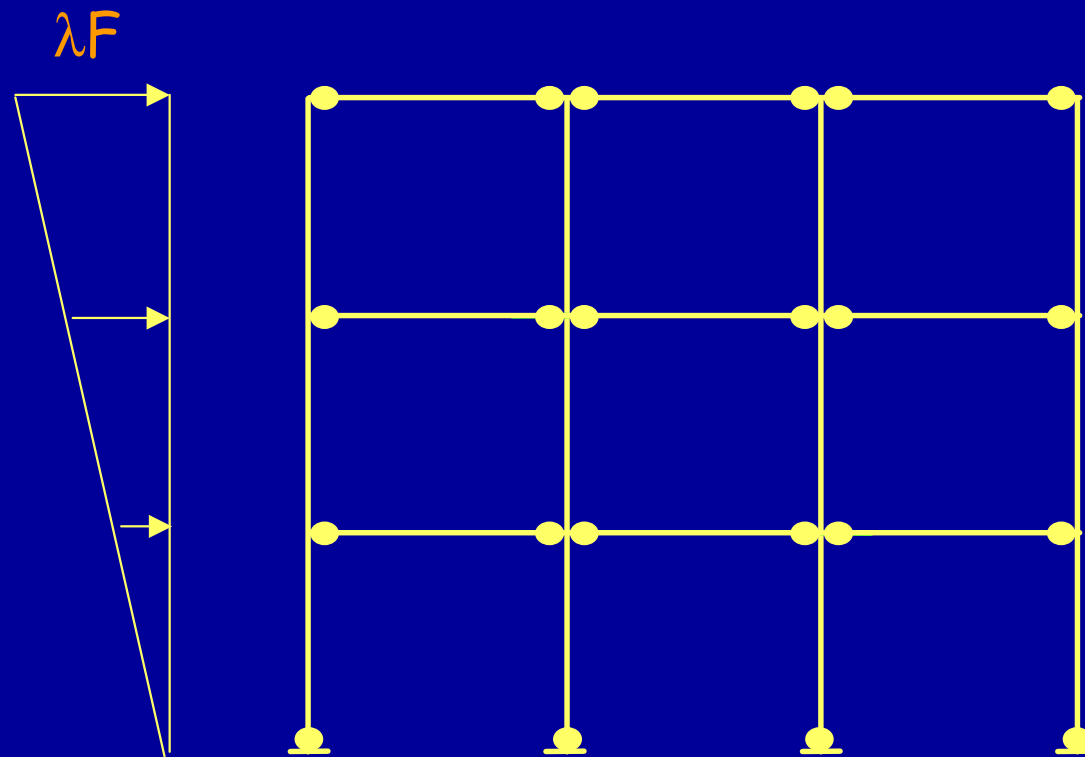
Analisi statica non lineare: Pushover (4.5.4)



F_b = taglio alla base

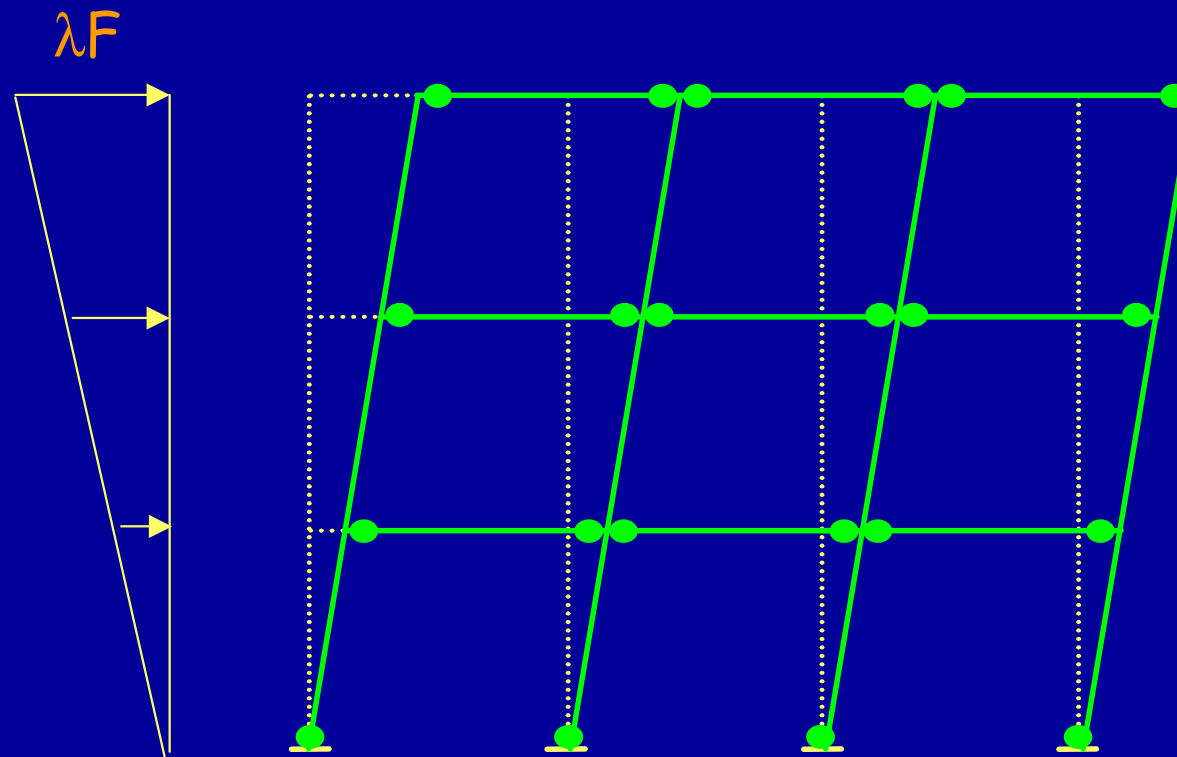
d_c = spostamento del
punto di controllo

Analisi statica non lineare: Pushover (4.5.4)



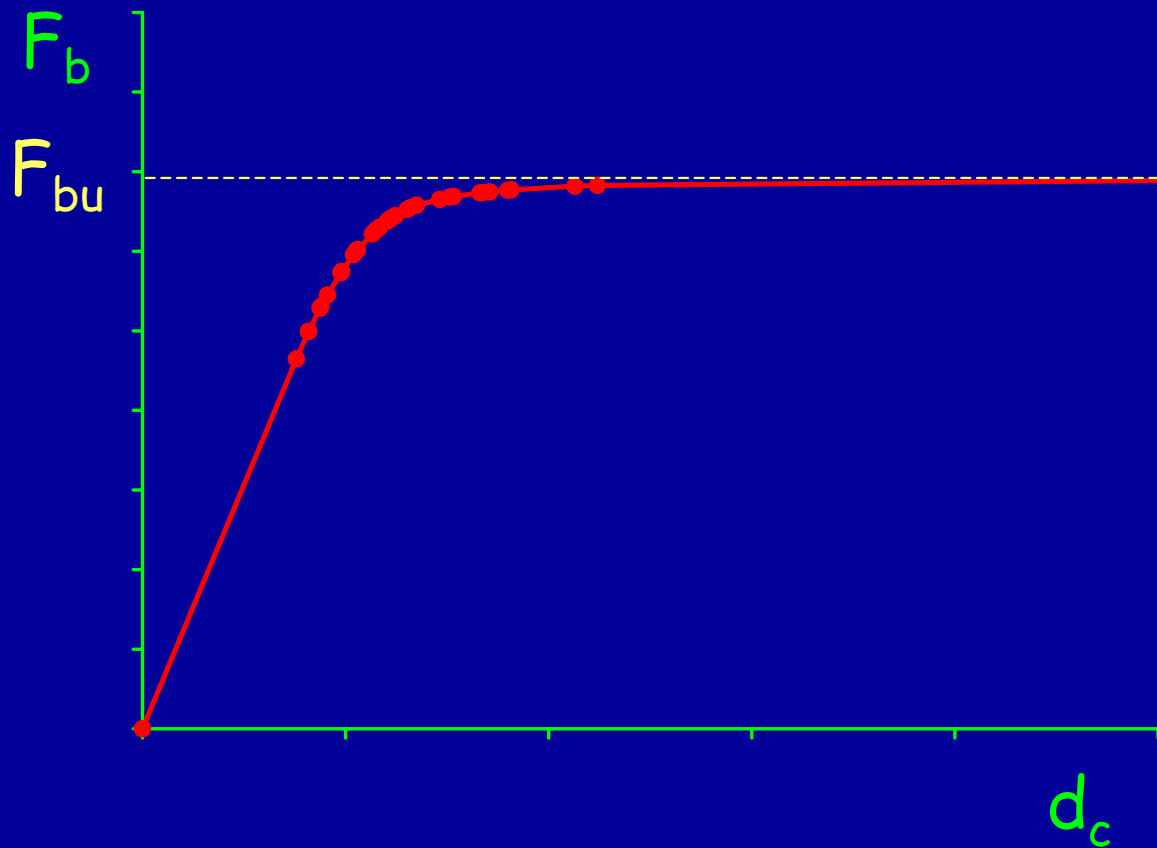
La plasticizzazione continua fino a quando lo schema diviene labile o si raggiunge la rotazione ultima di una sezione

Analisi statica non lineare: Pushover (4.5.4)



La plasticizzazione continua fino a quando lo schema diviene labile
o si raggiunge la rotazione ultima di una sezione

Analisi statica non lineare: Pushover (4.5.4)



F_b = taglio alla base

d_c = spostamento del
punto di controllo

Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente (4.5.4.3)

Sia Φ il vettore rappresentativo del primo modo di vibrazione normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente (4.5.4.3)

Sia Φ il vettore rappresentativo del primo modo di vibrazione normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo:

Coefficiente di
partecipazione

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente (4.5.4.3)

Sia Φ il vettore rappresentativo del primo modo di vibrazione normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

Per il sistema equivalente ad un grado di libertà (in campo elastico):

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \qquad d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente (4.5.4.3)

Coordinate del punto di snervamento

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$

$$d_y^* = \frac{F_y^*}{K^*}$$

Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente (4.5.4.3)

Coordinate del punto di snervamento

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$

Resistenza massima
dell'edificio

$$d_y^* = \frac{F_y^*}{K^*}$$

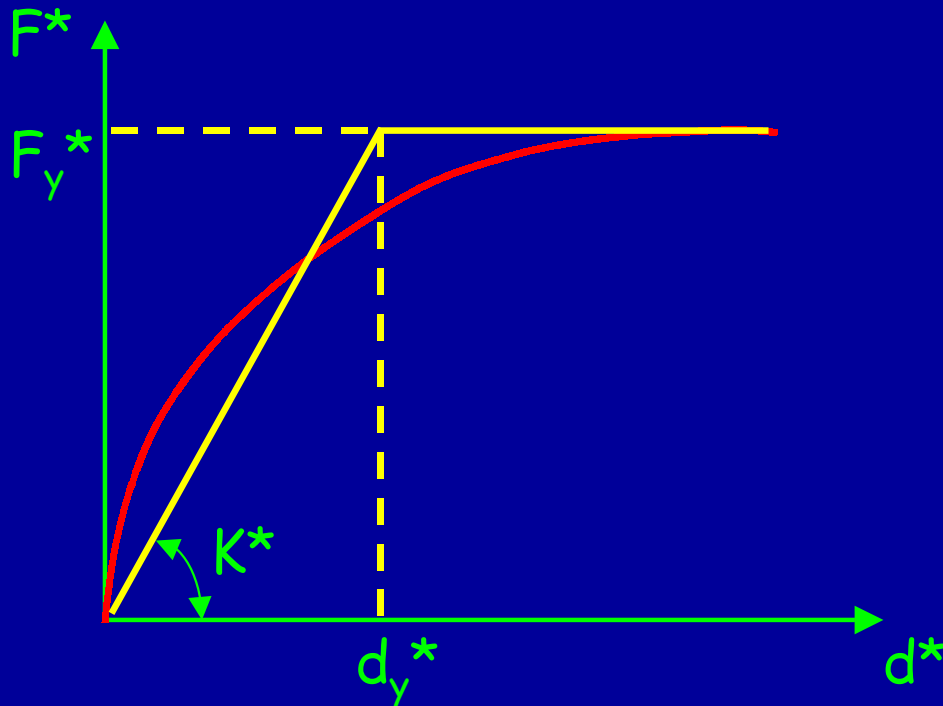
Rigidezza secante del
sistema equivalente

Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente (4.5.4.3)

Coordinate del punto di snervamento

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$

$$d_y^* = \frac{F_y^*}{K^*}$$

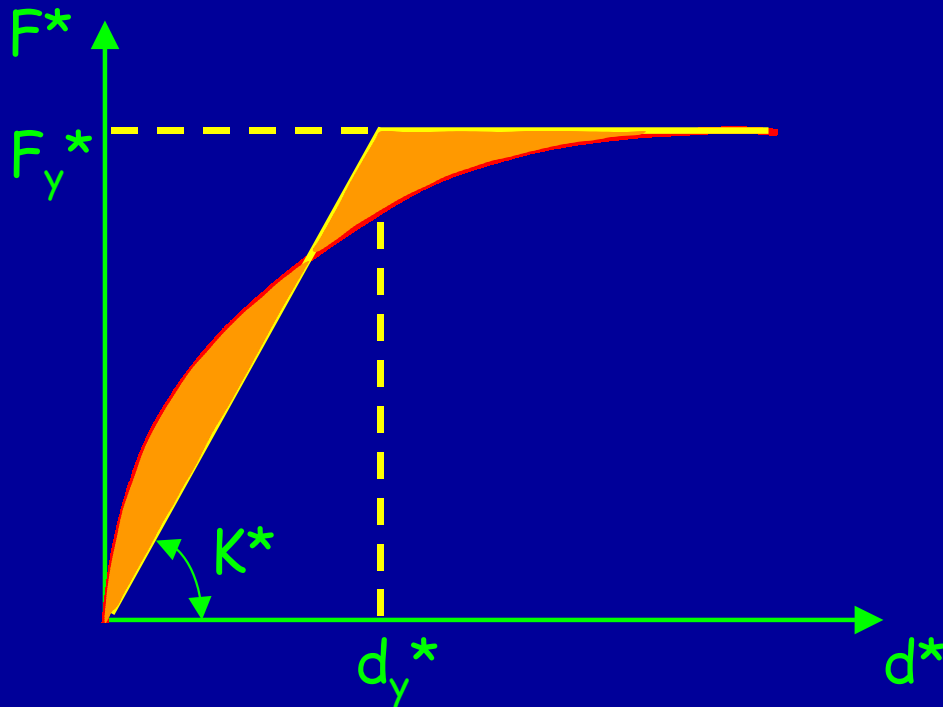


Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente (4.5.4.3)

Coordinate del punto di snervamento

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$

$$d_y^* = \frac{F_y^*}{K^*}$$



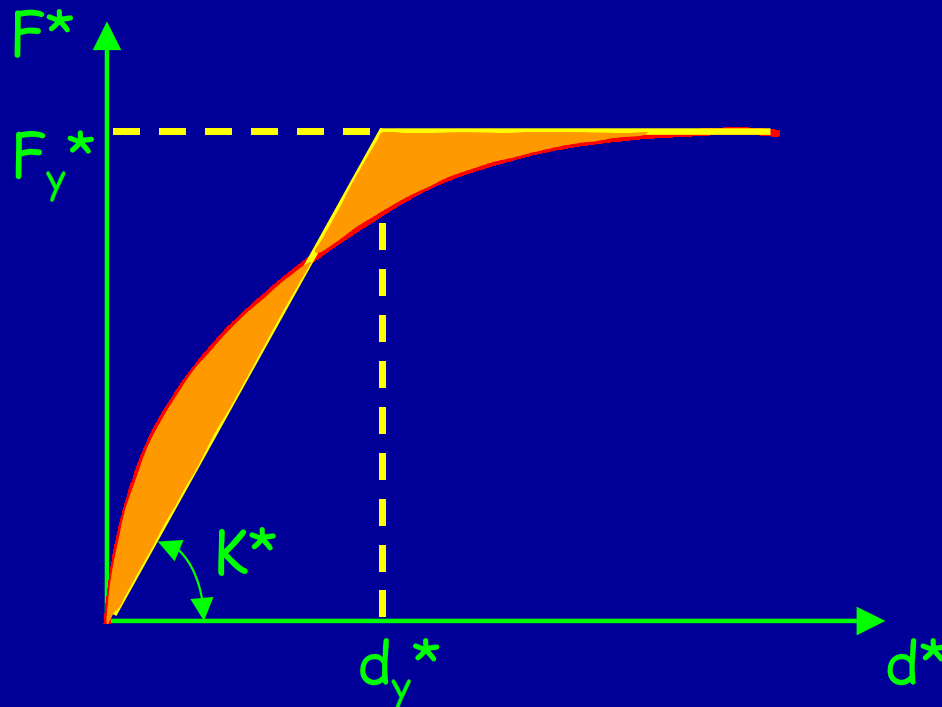
Bilinearizzazione ottenuta
uguagliando le aree

Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente (4.5.4.3)

Coordinate del punto di snervamento

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$

$$d_y^* = \frac{F_y^*}{K^*}$$



Bilinearizzazione ottenuta
uguagliando le aree

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K^*}}$$

con $m^* = \sum m_i \Phi_i$

Analisi statica non lineare: Spostamento massimo (4.5.4.4)

$$\text{Se: } T^* > T_c \longrightarrow d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

Analisi statica non lineare: Spostamento massimo (4.5.4.4)

Se: $T^* > T_c \longrightarrow$ $d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$

Risposta in spostamento
del sistema inelastico

Spostamento del sistema
elastico di periodo T^*

Analisi statica non lineare: Spostamento massimo (4.5.4.4)

$$\text{Se: } T^* > T_c \longrightarrow d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

$$\text{Se: } T^* \leq T_c \longrightarrow d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

Analisi statica non lineare: Spostamento massimo (4.5.4.4)

$$\text{Se: } T^* > T_c \longrightarrow d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

$$\text{Se: } T^* \leq T_c \longrightarrow d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

$$\text{Essendo: } q^* = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$$

Analisi statica non lineare: Spostamento massimo (4.5.4.4)

$$\text{Se: } T^* > T_c \longrightarrow d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

$$\text{Se: } T^* \leq T_c \longrightarrow d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

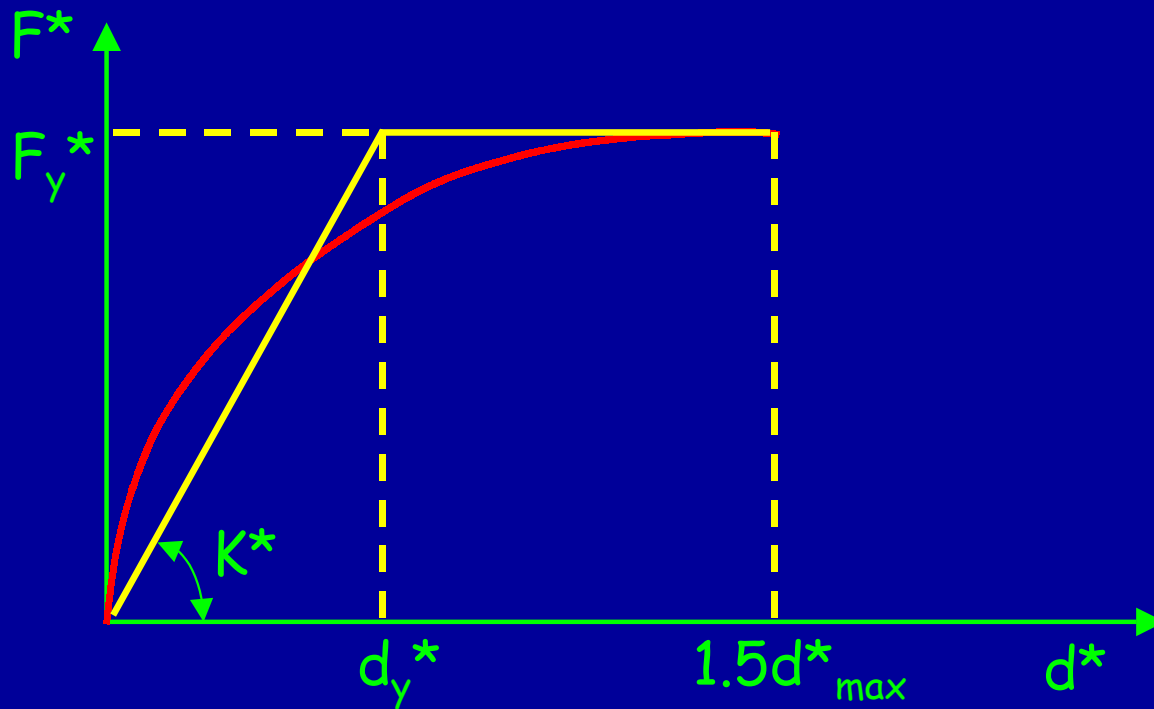
Essendo:

$$q^* = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}$$

Forza di risposta elastica
del sistema equivalente

Forza di snervamento del
sistema equivalente

Analisi statica non lineare: Bilinearizzazione



Analisi pushover
interrotta per uno
spostamento massimo
pari al 150% di quello
di risposta della
struttura.

Analisi statica non lineare: Spostamento massimo (4.5.4.4)

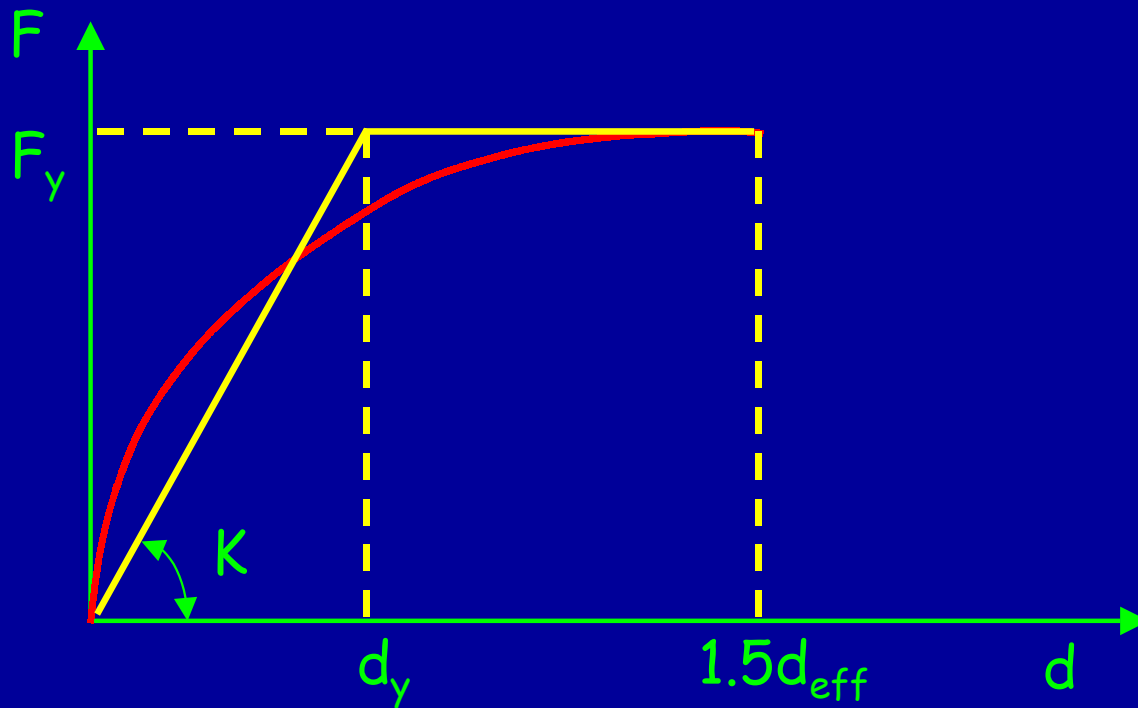
$$\text{Se: } T^* > T_c \longrightarrow d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

$$\text{Se: } T^* \leq T_c \longrightarrow d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

Spostamento effettivo di risposta dell'edificio:

$$d_{eff} = \Gamma d_{max}^*$$

Analisi statica non lineare: Bilinearizzazione



Analisi pushover
interrotta per uno
spostamento massimo
pari al 150% di quello
di risposta della
struttura.

Criteri di verifica: analisi non lineare

Elementi duttili:

Confronto tra le deformazioni indotte dalle azioni sismiche e i rispettivi limiti di deformabilità.

CO: Deformazioni ultime

DS: Deformazioni di danno

DL: Resistenza a snervamento

Criteria di verifica: analisi non lineare

Elementi fragili:

Confronto tra le sollecitazioni indotte dalle azioni sismiche con i rispettivi limiti di resistenza.

CO: Resistenze ultime

DS: Resistenze fragili inferiori

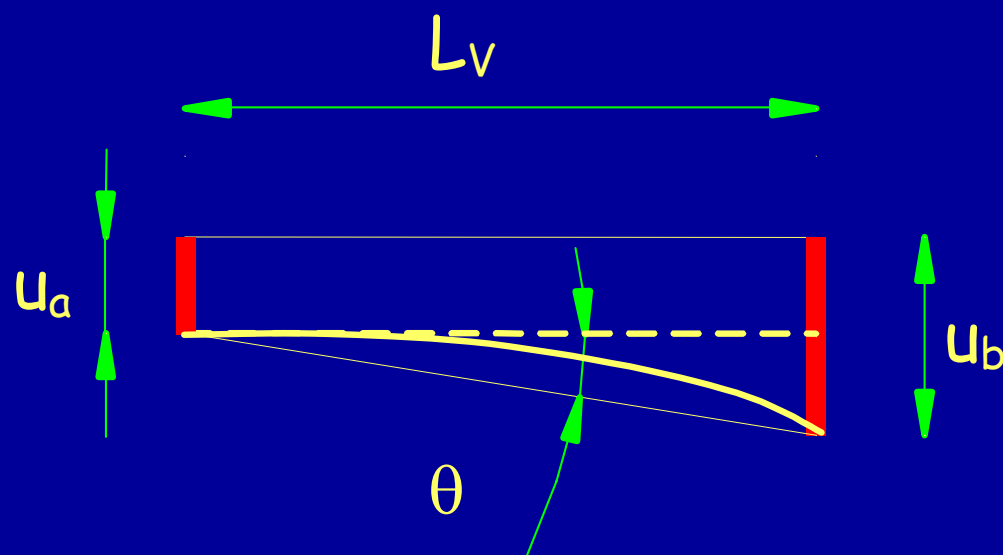
DL: Limite elastico fragile inferiore

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (11.3.3.1)

Elementi duttili: travi e pilastri

Capacità deformativa definita con riferimento alla rotazione θ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente questa con la sezione di momento nullo.



$$L_v = \frac{M}{V}$$

Luce di taglio

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (all.11.a 3274)

Elementi duttili: travi e pilastri

CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (all.11.a 3274)

Elementi duttili: travi e pilastri

CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

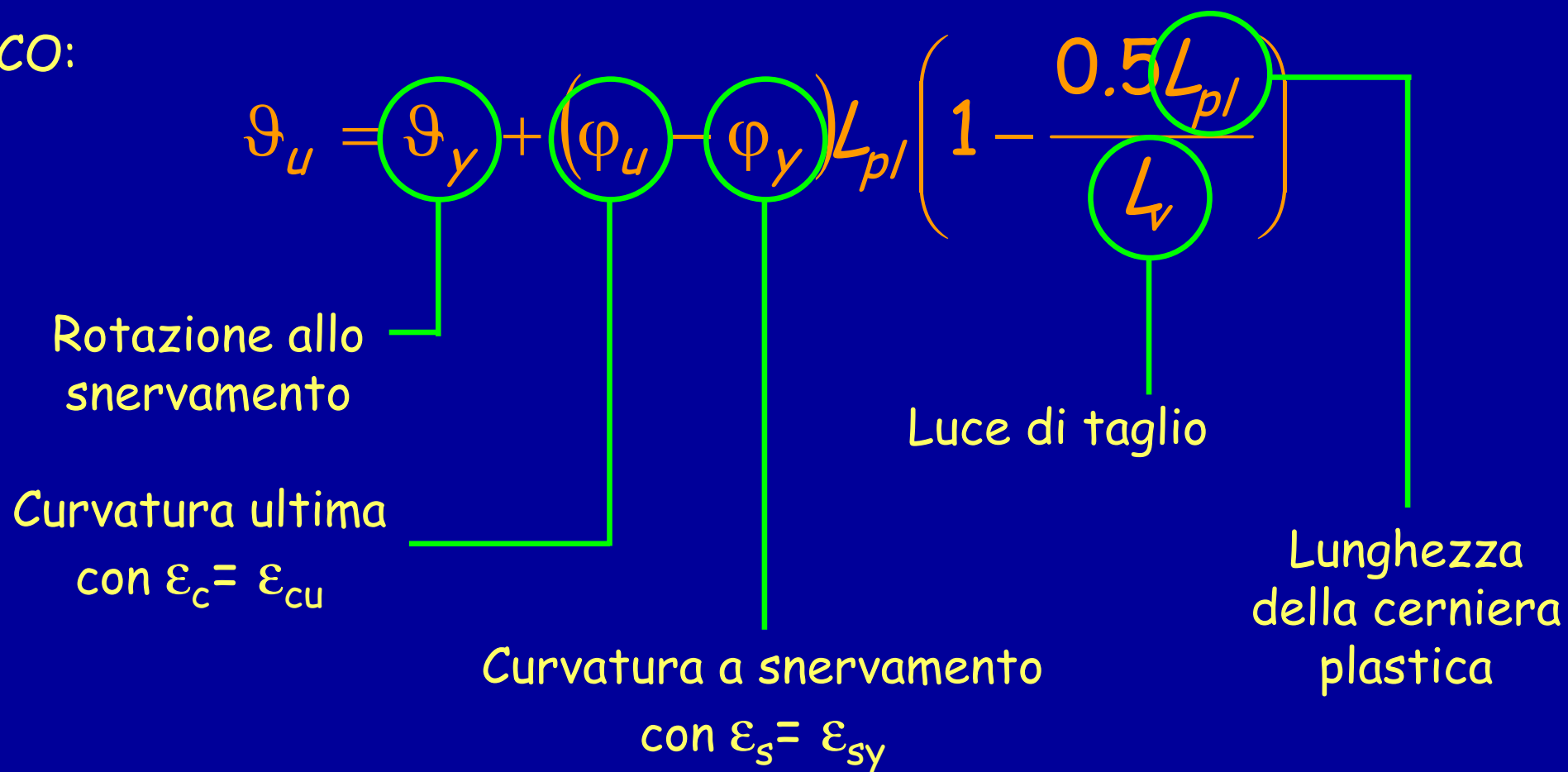
Rotazione allo snervamento

Curvatura ultima con $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$

Curvatura a snervamento con $\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$

Luce di taglio

Lunghezza della cerniera plastica



Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (all.11.a 3274)

Elementi duttili: travi e pilastri

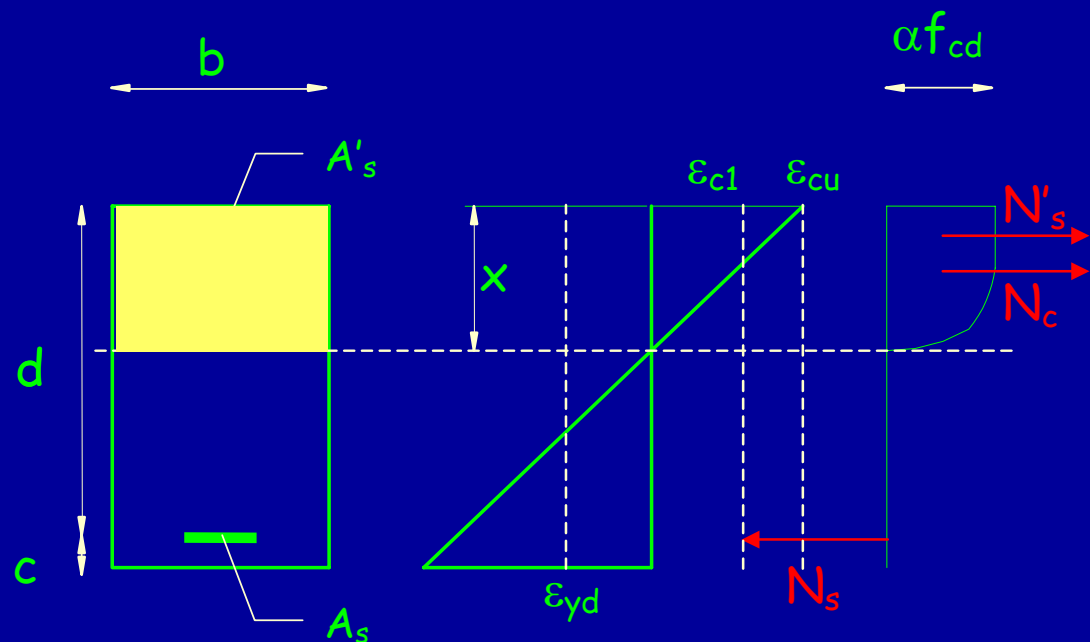
CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Curvatura ultima

con $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x}$$



Criteria di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (all.11.a 3274)

Elementi duttili: travi e pilastri

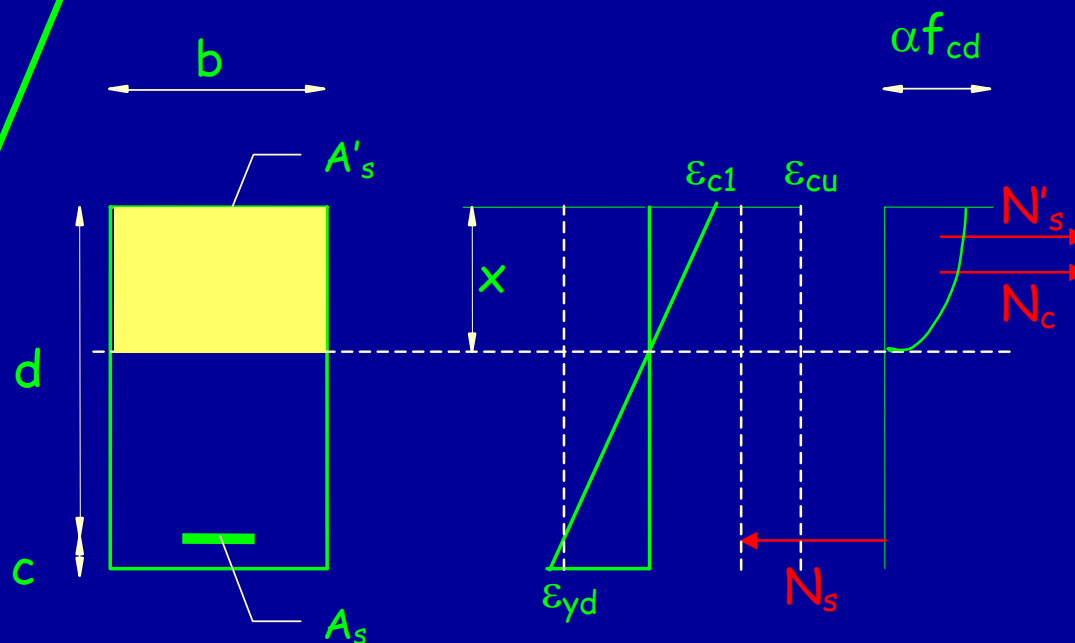
CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Curvatura a snervamento con

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$$

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_{c,max}}{x}$$



Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (all.11.a 3274)

Elementi duttili: travi e pilastri

CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Rotazione allo
snervamento

$$\vartheta_y = \varphi_y \frac{L_v}{3} + 0.0025 + \alpha_{sl} \frac{0.25 \varepsilon_{sy} d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (all.11.a 3274)

Elementi duttili: travi e pilastri

CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Rotazione allo
snervamento

$$\vartheta_y = \varphi_y \frac{L_v}{3} + 0.0025 + \alpha_{sl} \frac{0.25 \varepsilon_{sy} d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}}$$

Contributo flessionale
e di taglio

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (all.11.a 3274)

Elementi duttili: travi e pilastri

CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Rotazione allo
snervamento

$$\vartheta_y = \varphi_y \frac{L_v}{3} + 0.0025 + \alpha_{sl} \frac{0.25 \varepsilon_{sy} d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}}$$

Scorrimento delle
barre all'ancoraggio

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (all.11.a 3274)

Elementi duttili: travi e pilastri

CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Rotazione allo
snervamento

Diametro delle barre
longitudinali

$$\vartheta_y = \varphi_y \frac{L_v}{3} + 0.0025 + \alpha_{sl} \frac{0.25 \varepsilon_{sy} d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}}$$

0 per barre
ben ancorate

Altezza utile

Copriferro

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (all.11.a 3274)

Elementi duttili: travi e pilastri

CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

$$L_{pl} = 0.08 L_v + \frac{1}{60} \alpha_{sl} d_b f_y$$

Lunghezza
della cerniera
plastica

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (all.11.a 3274)

Elementi duttili: travi e pilastri

CO:

$$\vartheta_u = \vartheta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right)$$

Diametro delle barre longitudinali

$$L_{pl} = 0.08 L_v + \frac{1}{60} \alpha_s d_b f_y$$

0 per barre ben ancorate
1 per barre non ancorate

Lunghezza della cerniera plastica

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (11.3.3.1)

Elementi duttili: travi e pilastri

DS:

$$\vartheta_{SD} = \frac{3}{4} \vartheta_u$$

DL:

$$\vartheta_y = \varphi_y \frac{L_v}{3} + 0.0025 + \alpha_{sl} \frac{0.25 \varepsilon_{sy} d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. - FEMA

Esempio per travi in c.a.

			Valori di rotazione plastica (rad)				
			IO	Primarie		Secondarie	
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$		LS	CP	LS	CP
< 0.00	C	< 3.0	0.010	0.020	0.025	0.020	0.05
< 0.00	C	> 6.0	0.005	0.010	0.020	0.020	0.04
> 0.50	C	< 3.0	0.005	0.010	0.020	0.020	0.03
> 0.50	C	> 6.0	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
< 0.00	NC	< 3.0	0.005	0.010	0.020	0.020	0.03
< 0.00	NC	> 6.0	0.0015	0.005	0.010	0.010	0.015
> 0.50	NC	< 3.0	0.005	0.010	0.010	0.010	0.015
> 0.50	NC	> 6.0	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. - FEMA

Esempio per pilastri in c.a.

			Valori di rotazione plastica (rad)				
			IO	Primarie		Secondarie	
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$		LS	CP	LS	CP
< 0.10	C	< 3.0	0.005	0.015	0.020	0.020	0.03
< 0.10	C	> 6.0	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
> 0.40	C	< 3.0	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
> 0.40	C	> 6.0	0.003	0.010	0.011	0.013	0.02
< 0.10	NC	< 3.0	0.005	0.005	0.006	0.010	0.015
< 0.10	NC	> 6.0	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
> 0.40	NC	< 3.0	0.002	0.002	0.003	0.006	0.010
> 0.40	NC	> 6.0	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (11.3.3.2 - .3)

Elementi fragili: travi e pilastri a taglio

La resistenza a taglio V_R viene valutata come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche

Elementi fragili: nodi trave - pilastro

La verifica di resistenza deve essere condotta solo per nodi non interamente confinati.

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (11.3.3.2 - .3)

Elementi fragili: travi e pilastri a taglio

La resistenza a taglio V_R viene valutata come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche

Elementi fragili: nodi trave - pilastro

La verifica di resistenza deve essere condotta solo per nodi non interamente confinati.

5.4.3 Un nodo è interamente confinato quando in ognuna delle 4 facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando su ogni faccia la sezione della trave si sovrappone per almeno $\frac{3}{4}$ della larghezza del pilastro; e su entrambe le coppie di facce opposte del nodo le sezioni delle travi si ricoprono per almeno $\frac{3}{4}$ dell'altezza.

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (11.3.3.2 - .3)

Elementi fragili: travi e pilastri a taglio

La resistenza a taglio V_R viene valutata come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche

Elementi fragili: nodi trave - pilastro

La verifica di resistenza deve essere condotta solo per nodi non interamente confinati.

Resistenza a trazione:

$$\sigma_{nt} = \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.3\sqrt{f_c}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (11.3.3.2 - .3)

Elementi fragili: travi e pilastri a taglio

La resistenza a taglio V_R viene valutata come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche

Elementi fragili: nodi trave - pilastro

La verifica di resistenza deve essere condotta solo per nodi non interamente confinati.

Resistenza a trazione:

$$\sigma_{nt} = \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.3 \sqrt{f_c}$$

In MPa

Azione assiale nel pilastro superiore

Sezione orizzontale del nodo

Taglio totale agente sul nodo

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a. (11.3.3.2 - .3)

Elementi fragili: travi e pilastri a taglio

La resistenza a taglio V_R viene valutata come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche

Elementi fragili: nodi trave - pilastro

La verifica di resistenza deve essere condotta solo per nodi non interamente confinati.

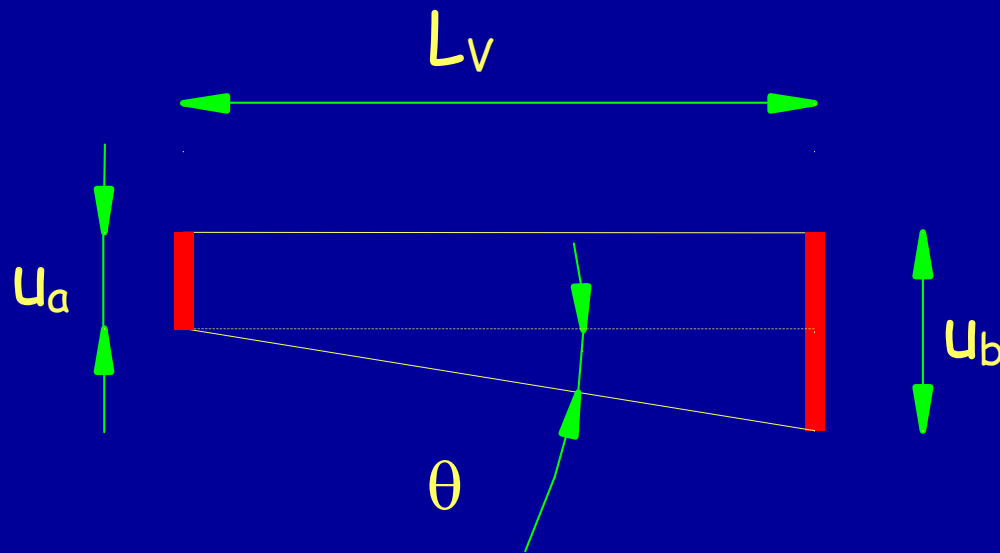
Resistenza a compressione:
$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.5f_c$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Elementi duttili: travi e pilastri

Capacità deformativa definita con riferimento alla rotazione θ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente questa con la sezione di momento nullo.



$$L_v = \frac{M}{V}$$

Luce di taglio

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Elementi duttili: travi e pilastri

CO: rotazione ultima θ_u

DS: deformazione di danno $3\theta_u/4$

DL: deformazione allo snervamento θ_y

Elementi fragili: travi e pilastri a taglio

La resistenza a taglio V_R viene valutata come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche

Elementi fragili: collegamenti

Si applica quanto prescritto per gli edifici di nuova costruzione.

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Elementi duttili: travi e pilastri

La capacità di rotazione plastica dipende:

dai rapporti larghezza-spessore dei piatti che compongono la sezione;

dall'entità dello sforzo normale;

dal gradiente di tensione longitudinale nel tratto d'estremità;

dal grado di sovraresistenza dei collegamenti tra zone dissipative e non dissipative.

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Collegamenti a parziale ripristino di resistenza

La resistenza flessionale è tale da non consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato.

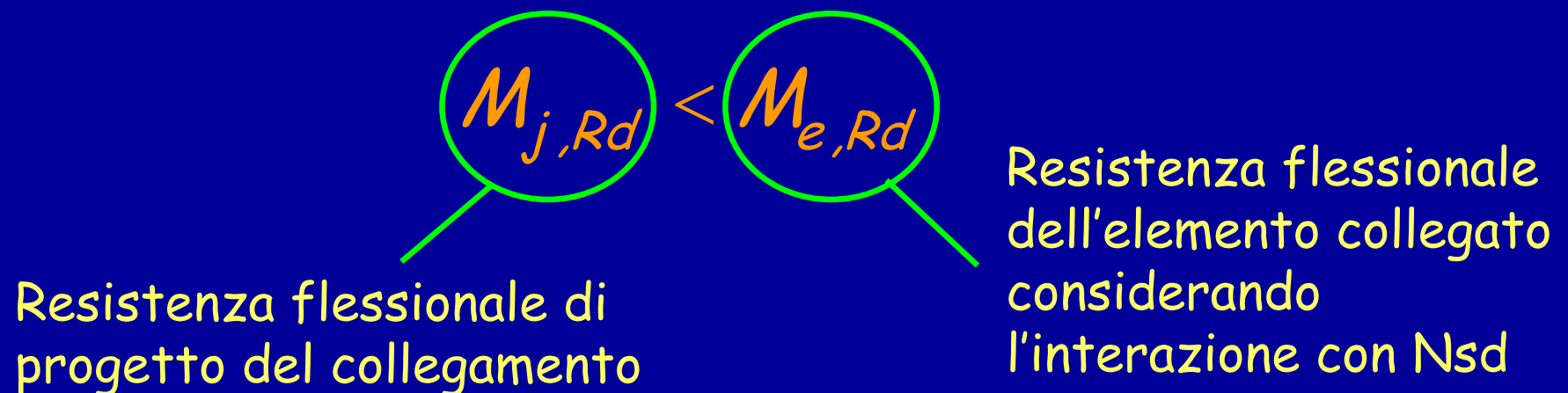
$$M_{j,Rd} < M_{e,Rd}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Collegamenti a parziale ripristino di resistenza

La resistenza flessionale è tale da non consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato.



La plasticizzazione interessa esclusivamente il collegamento

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità

La resistenza flessionale è tale da consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato e lo sviluppo dell'incrudimento fino all'instabilità locale della flangia compressa.

$$M_{j,Rd} \geq SM_{e,Rd}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità

La resistenza flessionale è tale da consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato e lo sviluppo dell'incrudimento fino all'instabilità locale della flangia compressa.

$$M_{j,Rd} \geq SM_{e,Rd}$$

Grado di sovraresistenza
legata all'incrudimento

La plasticizzazione interessa esclusivamente l'estremità dell'elemento strutturale collegato.

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Collegamenti a completo ripristino di resistenza e parziale ripristino di duttilità

La resistenza flessionale è tale da consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato ma non tale da consentire l'intero sviluppo dell'incrudimento fino all'instabilità locale della flangia compressa.

$$M_{e,Rd} \leq M_{j,Rd} < SM_{e,Rd}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Collegamenti a completo ripristino di resistenza e parziale ripristino di duttilità

La resistenza flessionale è tale da consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato ma non tale da consentire l'intero sviluppo dell'incrudimento fino all'instabilità locale della flangia compressa.

$$M_{e,Rd} \leq M_{j,Rd} < SM_{e,Rd}$$

La plasticizzazione interessa impiega sia il collegamento che l'estremità dell'elemento strutturale collegato.

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Per profili a doppio T:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632\lambda_f^2 + 0.062\lambda_w^2 - 0.602\frac{b_f}{L^*}} \leq \frac{f_u}{f_y}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Per profili ad I:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632\lambda_f^2 + 0.062\lambda_w^2 - 0.602\frac{b_f}{L^*}} \leq \frac{f_u}{f_y}$$

Distanza tra cerniera
plastica e punto di
momento nullo

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_w = \frac{d_{w,e}}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Con $d_{w,e}$ parte compressa dell'anima:

$$d_{w,e} = \frac{d_w}{2} \left(1 + \frac{A}{A_w} \cdot \frac{N_{sd}}{A f_y} \right) \leq d_w$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Per profili ad I:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632\lambda_f^2 + 0.062\lambda_w^2 - 0.602\frac{b_f}{L^*}} \leq \frac{f_u}{f_y}$$

Distanza tra cerniera
plastica e punto di
momento nullo

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_w = \frac{d_{w,e}}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Con $d_{w,e}$ parte compressa dell'anima:

$$d_{w,e} = \frac{d_w}{2} \left(1 + \frac{A}{A_w} \left(\frac{N_{sd}}{A f_y} \right) \right) \leq d_w$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Per profili ad I:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632\lambda_f^2 + 0.062\lambda_w^2 - 0.602\frac{b_f}{L^*}} \leq \frac{f_u}{f_y}$$

Distanza tra cerniera
plastica e punto di
momento nullo

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_w = \frac{d_{w,e}}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Con $d_{w,e}$ parte compressa dell'anima:

$$d_{w,e} = \frac{d_w}{2} \left(1 + \frac{A}{A_w} \cdot \rho \right) \leq d_w$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

La rotazione ultima per il livello CO:

$$\vartheta_u = R \frac{M_{e,Rd} L_v}{2EI}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

La rotazione ultima per il livello CO:

$$\vartheta_u = R \frac{M_{e,Rd} L_v}{2EI}$$

Capacità
rotazionale

Momento d'inerzia dell'elemento
strutturale collegato

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

La rotazione ultima per il livello CO:

$$\vartheta_u = R \frac{M_{e,Rd} L_v}{2EI}$$

La rotazione di danno per il livello DS:

$$\vartheta_{DLS} = \frac{3}{4} \vartheta_u$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

La rotazione ultima per il livello CO:

$$\vartheta_u = R \frac{M_{e,Rd} L_v}{2EI}$$

La rotazione di danno per il livello DS:

$$\vartheta_{DS} = \frac{3}{4} \vartheta_u$$

La rotazione allo snervamento per il livello DL:

$$\vartheta_y = \frac{M_{e,Rd} L_v}{2EI}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Capacità rotazionale (R):

Per collegamenti a completo ripristino di resistenza:

$$\text{Posto: } s^* = \min \left\{ s; \frac{M_{j,Rd}}{M_{e,Rd}} \right\} \quad \rho = \frac{N}{Af_y}$$

Se l'instabilità della flangia compressa avviene con quella tesa in campo elastico cioè,

$$\rho > (s^* - 1)/2$$

$$R = \frac{1}{s^* - \rho} \left\{ (1 - \rho) + \frac{s^* - 1}{1 - \rho} \left[(1 - 2\rho) + \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} + (s^* - 1) \frac{E}{E_r} \right] \right\} - 1$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Capacità rotazionale (R):

Per collegamenti a completo ripristino di resistenza:

Posto: $s^* = \min \left\{ s; \frac{M_{j,Rd}}{M_{e,Rd}} \right\}$ $\rho = \frac{N}{Af_y}$

Se l'instabilità della flangia compressa avviene con quella tesa in campo elastico cioè,

$$\rho > (s^* - 1)/2$$

$$R = \frac{1}{s^* - \rho} \left\{ (1 - \rho) + \frac{s^* - 1}{1 - \rho} \left[(1 - 2\rho) + \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} + (s^* - 1) \frac{E}{E_r} \right] \right\} - 1$$

Valori tabellati

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Capacità rotazionale (R):

Per collegamenti a completo ripristino di resistenza:

Posto:
$$s^* = \min \left\{ s; \frac{M_{j,Rd}}{M_{e,Rd}} \right\} \quad \rho = \frac{N}{Af_y}$$

Se l'instabilità della flangia compressa avviene con quella tesa in campo plastico cioè,

$$\rho < (s^* - 1)/2$$

$$R = \frac{1}{(s^* - \rho)(1 - \rho)} \left\{ \left[1 + \rho^2 - 2\rho(s^* - 1) \right] + 2 \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} (s^* - \rho - 1) + \frac{E}{E_r} 4\rho(s^* - \rho - 1) + (s^* - 2\rho - 1)^2 \frac{E}{E_h} \right\} - 1$$

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Capacità rotazionale (R):

Per collegamenti a completo ripristino di resistenza:

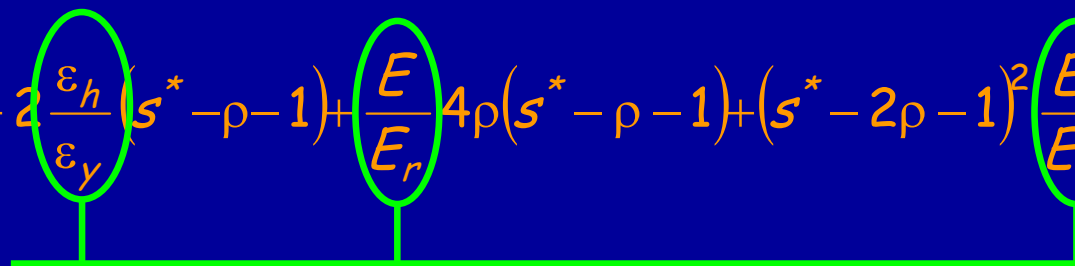
Posto:
$$s^* = \min \left\{ s; \frac{M_{j,Rd}}{M_{e,Rd}} \right\} \quad \rho = \frac{N}{Af_y}$$

Se l'instabilità della flangia compressa avviene con quella tesa in campo plastico cioè,

$$\rho < (s^* - 1)/2$$

$$R = \frac{1}{(s^* - \rho)(1 - \rho)} \left\{ \left[1 + \rho^2 - 2\rho(s^* - 1) \right] + 2 \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} (s^* - \rho - 1) + \frac{E}{E_r} 4\rho(s^* - \rho - 1) + (s^* - 2\rho - 1)^2 \frac{E}{E_h} \right\} - 1$$

Valori tabellati



Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Valori tabellati per il calcolo della capacità rotazionale:

	Fe360	Fe430	Fe510
$\varepsilon_h / \varepsilon_y$	12.30	11.00	9.80
E/E_h	37.50	42.80	48.20
E/E_r	19.25	21.90	24.60

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Capacità rotazionale (R):

$$\text{Se } s^* = \min \left\{ s; \frac{M_{j,Rd}}{M_{e,Rd}} \right\} \leq 1 \quad \longrightarrow \quad R = 0$$

In particolare per collegamenti a parziale ripristino di resistenza può porsi $R > 0$ se tale risultato è comprovato da prove sperimentali.

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in
acciaio

	Valori di rotazione plastica (rad)				
	IO	Primarie		Secondarie	
		LS	CP	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
Altri casi	Interpolazione lineare				

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per pilastri in
acciaio: $N/N_{Rd} < 0.20$

	Valori di rotazione plastica (rad)				
	IO	Primarie		Secondarie	
		LS	CP	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
Altri casi	Interpolazione lineare				

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per pilastri in
acciaio: $0.20 < N/N_{Rd} < 0.50$

	Valori di rotazione plastica (rad)				
	IO	Primarie		Secondarie	
		LS	CP	LS	CP
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	$1\theta_y$	$\frac{8}{(1-1.7n)}\theta_y$	$\frac{11}{(1-1.7n)}\theta_y$	$\frac{14}{(1-1.7n)}\theta_y$	$\frac{17}{(1-1.7n)}\theta_y$
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \quad e \quad \frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	$0.25\theta_y$	$0.5\theta_y$	$0.8\theta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$
Altri casi	Interpolazione lineare				

FINE

Per questa presentazione:

coordinamento

A. Ghersi

realizzazione

M. Bosco

ultimo aggiornamento

A. Perretti

16/05/2004