


 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Teramo
 

 info@ingegneriteramo.it

Corso di aggiornamento sul calcolo agli stati limite e sulla normativa sismica

Teramo 24-11-06 - ing. Antonio Perretti, Ph.D

Esame di Edifici Esistenti

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 Americane
 (Terremoto di Loma Prieta 1989 - Northridge 1994)

FEMA n° 178 - 310 (1992)
 Salvaguardia vite umane
 Sussistenza di caratteristiche positive
 Load Path
 Quick Screening

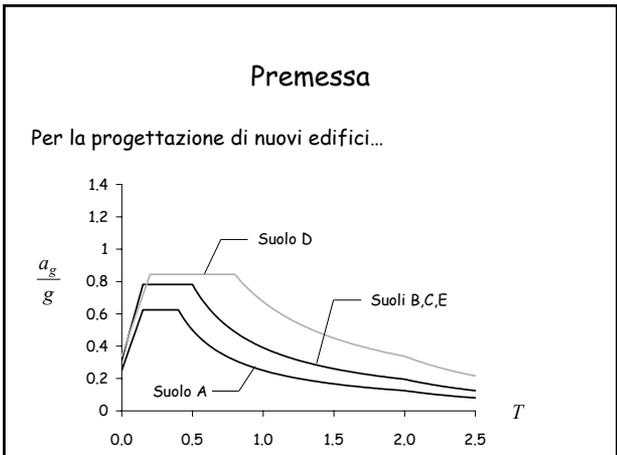
FEMA n° 273 (1997), 356 (2000)
 Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Building

Norme Americane

-VISION 2000
 Nuove costruzioni

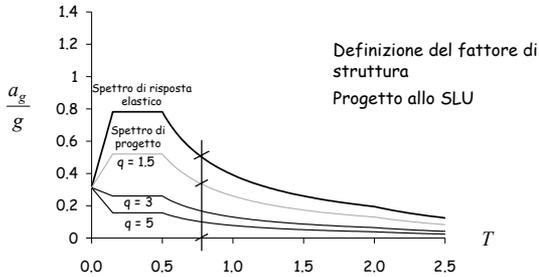
SENATE BILL n° 1953 (1998)
 Ospedali (2007 - 2030)

PRESIDENTIAL EXECUTIVE ORDER (1994)
 Edifici del Governo



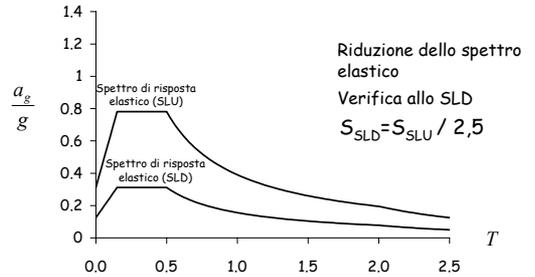
Premessa

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 implicano 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 implicano 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 sic. 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.

Stati limite (3431)

Sono definiti 3 stati limite

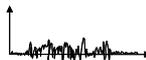


Stato Limite di
Danno Limitato
DL

Danni di modesta entità

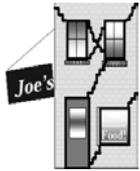
Rigidezza e resistenza degli elementi portanti non compromesse

Elementi non strutturali fessurati ma economicamente riparabili



Stati limite (3431)

Sono definiti 3 stati limite



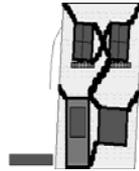
Stato Limite di Danno Severo DS

- Danni significativi
- Riduzione di rigidità e resistenza degli elementi portanti
- Elementi non strutturali danneggiati ma senza espulsione dei tramezzi
- Riparazione dell'edificio economicamente non conveniente



Stati limite (3431)

Sono definiti 3 stati limite



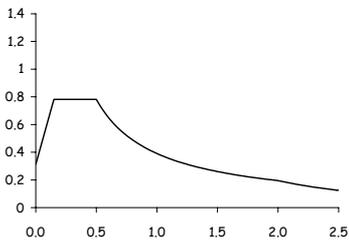
Stato Limite di Collasso CO

- Danni notevoli
- Residua capacità portante per carichi verticali
- Elementi non strutturali quasi del tutto distrutti
- Fuori piombo significativo

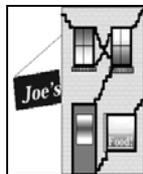


Stati limite (3431)

Spettro elastico

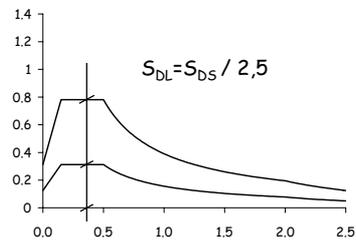


$T_r = 475$ anni
 $Pr = 10\%50$ anni

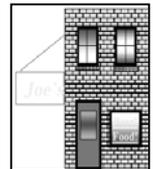


Stati limite (3431)

Spettro elastico

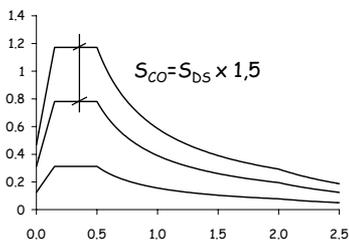


$T_r = 75$ anni
 $Pr = 50\%50$ anni

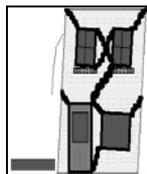


Stati limite (3431)

Spettro elastico

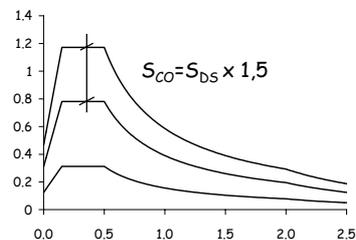


$T_r = 2475$ anni
 $Pr = 2\%50$ anni



Stati limite (3431)

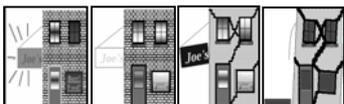
Spettro elastico



$T_r = 2475$ anni
 $Pr = 2\%50$ anni

Gli spettri mantengono la stessa forma indipendentemente dalla pga

Stati limite nel FEMA



Building Performance Levels

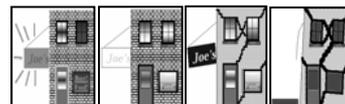
Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
-------------	---------------------	-------------	---------------------



Earthquake Hazard Level	Return Period	Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
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

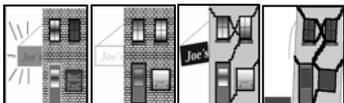
Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
-------------	---------------------	-------------	---------------------



Earthquake Hazard Level	Return Period	Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
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

Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
-------------	---------------------	-------------	---------------------



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

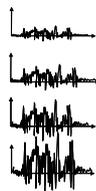
Stati limite nel FEMA

Obiettivi Migliorati



Building Performance Levels

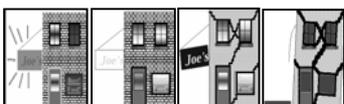
Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
-------------	---------------------	-------------	---------------------



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

Stati limite nel FEMA

Confronto con la Normativa italiana



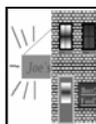
Building Performance Levels

Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
-------------	---------------------	-------------	---------------------



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

Aspetti economici



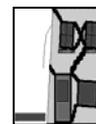
Operational



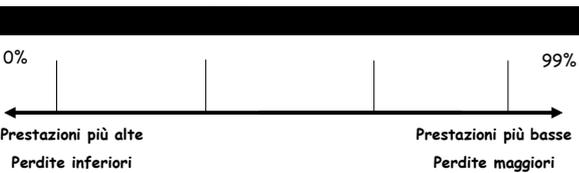
Immediate Occupancy



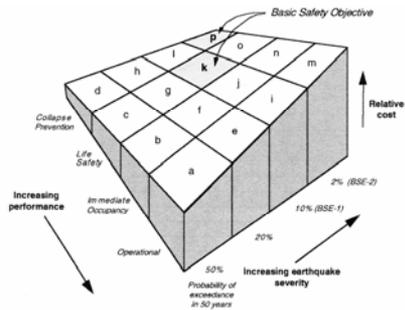
Life Safety



Collapse Prevention



Costi relativi della riabilitazione

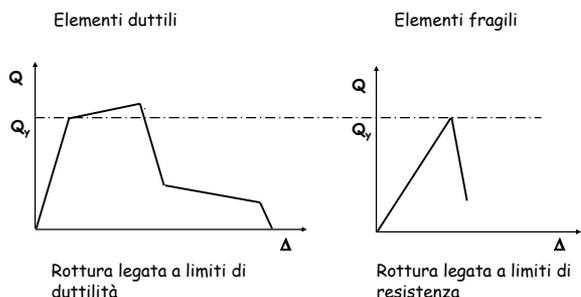


Criteri di Verifica

In generale: Verifica con lo Spettro Elastico
 L'azione sismica è data dallo spettro elastico non ridotto;
 La verifica degli elementi duttili è condotta in termini di deformazioni;
 La verifica degli elementi fragili è condotta in termini di resistenze.

In alternativa: Verifica con l'impiego del fattore di struttura
 L'azione sismica è data dallo spettro di progetto con $q=1.5-3.0$;
 La verifica degli elementi duttili è condotta in termini di resistenza (azione sismica per $q=1.5$);
 La verifica degli elementi fragili è condotta in termini di resistenze (azione sismica per $q=1.5$);
 Metodo non applicabile per lo stato limite CO

Tipologie di elementi



Livelli di conoscenza

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI; FC=1.35

Livelli di conoscenza

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI; FC=1.35

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

Livelli di conoscenza

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI; FC=1.35

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

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI; FC=1.35

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

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI; FC=1.35

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 sugli elementi più importanti

Livelli di conoscenza

LC1: Conoscenza Limitata : γ_m AUMENTATI; FC=1.35

1 provino di calcestruzzo per 300 m² di 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

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m AUMENTATI; FC=1.20

Livelli di conoscenza

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m AUMENTATI; FC=1.20

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

Livelli di conoscenza

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m AUMENTATI; FC=1.20

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

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m AUMENTATI; FC=1,20

- 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

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m AUMENTATI; FC=1,20

- 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

LC2: Conoscenza Adeguata : γ_m AUMENTATI; FC=1,20

2 provini di calcestruzzo per 300 m² di 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

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m INVARIATI; FC=1,00

Livelli di conoscenza

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m INVARIATI; FC=1,00

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

Livelli di conoscenza

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m INVARIATI; FC=1,00

- 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

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m INVARIATI; FC=1.00

- 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

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m INVARIATI; FC=1.00

- 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 + estese prove in situ
esaustive prove in situ

Livelli di conoscenza

LC3: Conoscenza Accurata : γ_m INVARIATI; FC=1.00

3 provini di calcestruzzo per 300 m² di piano dell'edificio;
3 campioni di armatura per piano dell'edificio.

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

Coefficienti parziali di sicurezza

— solo analisi lineare

Livello di conoscenza	Conglomerato	Acciaio da c.a. o da carpenteria metallica
LC1	1.35 γ_c	1.35 γ_s
LC2	1.20 γ_c	1.20 γ_s
LC3	1.00 γ_c	1.00 γ_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 —————> Se non è nota la resistenza
6 provini per tutto l'edificio

- { 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

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)

Applicabilità delle analisi lineari

Valutazione delle sollecitazioni S_i mediante procedura lineare

Valutazione delle resistenze C_i

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

Per gli elementi duttili primari con $\rho_i > 2$:

$$\frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}} \leq 2.5 \quad \rightarrow \quad \rho_{\max} \leq 5$$

Si impiegano i valori medi delle proprietà dei materiali ottenuti da prove in situ ridotte mediante il fattore di confidenza

Applicabilità delle analisi lineari

Valutazione delle sollecitazioni S_i mediante procedura lineare

Valutazione delle resistenze C_i

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

Per gli elementi duttili primari con $\rho_i > 2$:

$$\frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}} \leq 2.5$$

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

Quali sezioni duttili considerare?

L' EC 8 parte 3 risponde ...

Sezioni significative

Le sezioni di mezzzeria 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.

Nella versione precedente delle norme non era indicato $\rho_i > 2$ e quindi era necessaria questa slide di commento che ora può essere eliminata

Significato dei limiti imposti

$\frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}} \leq 2.5$ significa prevedere un comportamento uniforme per la struttura

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

Criteri di verifica: analisi lineare

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

O.P.C.M. 3431

EC 8 parte 3

$$\rho_{\max} \leq 5$$

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

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

Criteri di verifica: analisi lineare

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 (ottenute impiegando le resistenze medie dei materiali moltiplicati per FC) se questi hanno:

$$\rho_i \geq 1$$

Applicabilità di analisi lineare FEMA

Analisi lineare applicabile se:

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

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 p

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.

Valori di m	
Primarie	Secondarie

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	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

Tasso di lavoro a taglio

Criteri di verifica: analisi lineare

FEMA

Esempio per travi in c.a.

Valori di m				
Primarie		Secondarie		
IO	LS	CP	LS	CP

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	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

Livelli di prestazione

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

Esempio per travi in acciaio

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

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

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

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

Criteri di verifica: analisi lineare FEMA

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

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

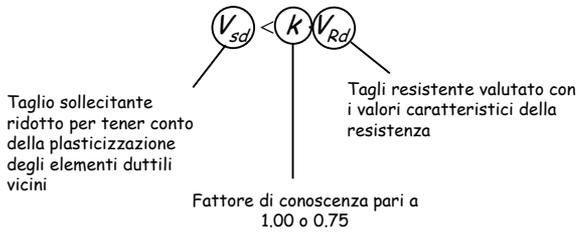
$$V_{sd} < k \cdot V_{Rd}$$

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:



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?

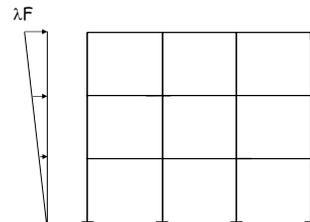
Gli edifici esistenti seguono le stesse regole degli edifici ex-novo.

L'analisi statica è applicabile per:

edifici regolari

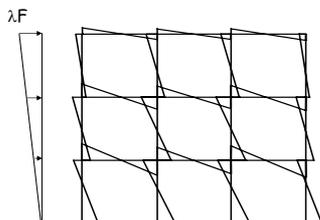
$$T_1 < 2.5 T_c$$

Analisi statica non lineare: Pushover

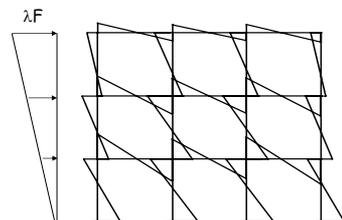


Applicazione di forze gravitazionali e forze orizzontali monotonamente crescenti

Analisi statica non lineare: Pushover

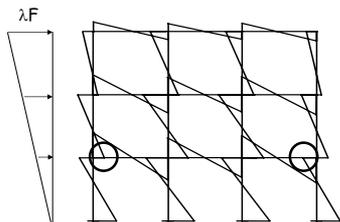


Analisi statica non lineare: Pushover



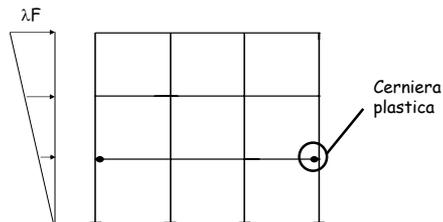
Le forze crescono fino a quando si raggiunge il momento di prima plasticizzazione in una sezione

Analisi statica non lineare: Pushover



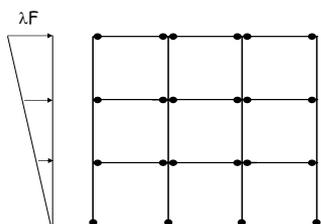
Le forze crescono fino a quando si raggiunge il momento di prima plasticizzazione in una sezione

Analisi statica non lineare: Pushover



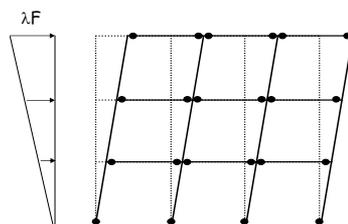
Lo schema strutturale cambia

Analisi statica non lineare: Pushover



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

Analisi statica non lineare: Pushover



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

Analisi statica non lineare: Pushover

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:

Analisi statica non lineare: Pushover

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

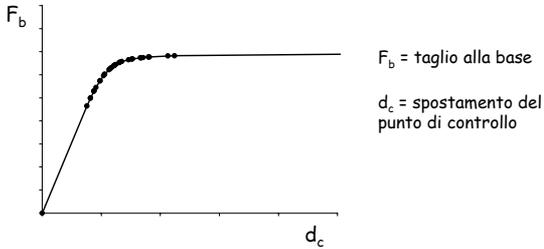
Devono essere applicate due distinte distribuzioni di forze:

Distribuzione di forze proporzionali alle masse

Distribuzione di forze affine al primo modo di vibrazione

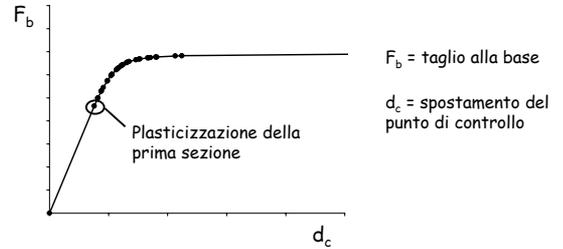
Analisi statica non lineare: Pushover

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



Analisi statica non lineare: Pushover

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



Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente

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

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

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):

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

Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente

Coordinate del punto di snervamento

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

Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente

Coordinate del punto di snervamento

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

Resistenza massima dell'edificio

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

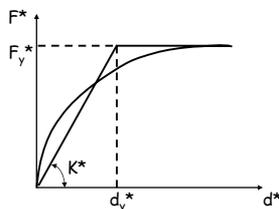
Rigidità secante del sistema equivalente

Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente

Coordinate del punto di snervamento

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

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



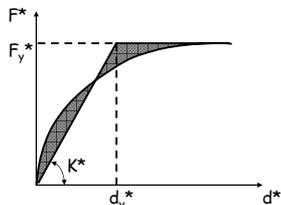
Analisi statica non lineare: Sistema bi-lineare equivalente

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

Coordinate del punto di snervamento

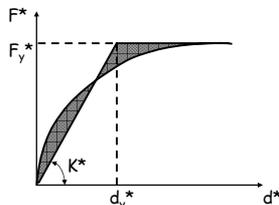
$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$

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

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

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

Analisi statica non lineare: Spostamento massimo

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

Risposta in spostamento del sistema inelastico

Spostamento del sistema elastico di periodo T^*

Analisi statica non lineare: Spostamento massimo

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

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

Analisi statica non lineare: Spostamento massimo

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

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

Analisi statica non lineare: Spostamento massimo

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

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: Spostamento massimo

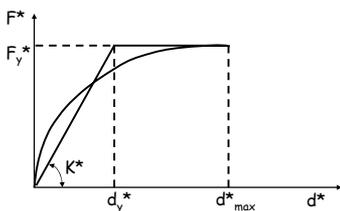
Se: $T^* > T_c \longrightarrow d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$

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 spinta fino al superamento dello spostamento d_{max}^* corrispondente allo stato limite oggetto della verifica.

In caso di pushover con ramo degradante:

elementi duttili: verificati per le deformazioni per $d = d_{max}$

elementi fragili: verificati per le sollecitazioni per $d = \min(d_{max}, d_u)$ con d_u spostamento corrispondente al taglio alla base massimo

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

Criteri di verifica: analisi non lineare

Elementi fragili:

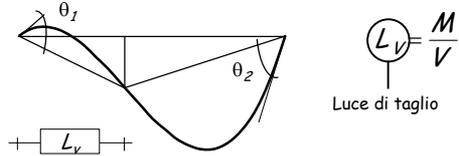
Confronto tra le sollecitazioni indotte dalle azioni sismiche o ricavate dall'equilibrio con elementi duttili contigui plasticizzati con i rispettivi limiti di resistenza.

CO:	Resistenze ultime
DS:	Resistenze frattili inferiori
DL:	Limite elastico frattile inferiore

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in c.a.

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.



Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in c.a. (all.11.a 3431)

Elementi duttili: rotazione ultima rispetto alla corda per travi e pilastri

$$CO: \theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \right]$$

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in c.a. (all.11.a 3431)

Elementi duttili: rotazione ultima rispetto alla corda per travi e pilastri

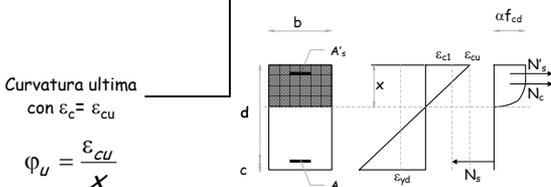
$$CO: \theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \right]$$

Coefficiente = 1.5 per elementi primari
= 1.0 per elementi secondari

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in c.a.

Elementi duttili: rotazione ultima rispetto alla corda per travi e pilastri

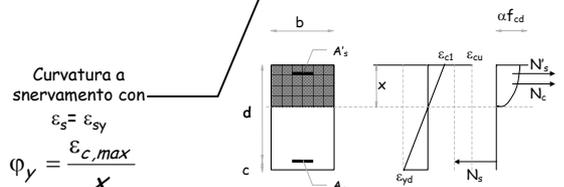
$$CO: \theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \right]$$



Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in c.a.

Elementi duttili: rotazione ultima rispetto alla corda per travi e pilastri

$$CO: \theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \right]$$



Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in c.a.

Elementi duttili: rotazione ultima rispetto alla corda per travi e pilastri

CO:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \right]$$

Rotazione allo
snervamento

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in c.a.

Elementi duttili: rotazione ultima rispetto alla corda per travi e pilastri

CO:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \right]$$

Rotazione allo
snervamento

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Contributo flessionale
e di taglio

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in c.a.

Elementi duttili: rotazione ultima rispetto alla corda per travi e pilastri

CO:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \right]$$

Rotazione allo
snervamento

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Scorrimento delle
barre all'ancoraggio

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in c.a.

Elementi duttili: rotazione ultima rispetto alla corda per travi e pilastri

CO:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \right]$$

$$L_{pl} = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Lunghezza
della cerniera
plastica

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in c.a.

Elementi duttili: rotazione ultima rispetto alla corda per travi e pilastri

CO:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \right]$$

$$L_{pl} = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Altezza della sezione

Diametro delle barre
longitudinali

Lunghezza
della cerniera
plastica

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in c.a.

Elementi duttili: rotazione ultima rispetto alla corda per travi e pilastri

CO:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \right]$$

Rotazione allo
snervamento

Luce di taglio

Curvatura ultima
con $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$

Curvatura a snervamento
con $\epsilon_s = \epsilon_{sy}$

Lunghezza
della cerniera
plastica

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in c.a.

Elementi duttili: travi e pilastri

DS:

$$g_{SD} = \frac{3}{4} g_u$$

DL:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in c.a. - FEMA

Esempio per travi in c.a.

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$	Valori di rotazione plastica (rad)				
			IO	Primarie		Secondarie	
				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.

$\frac{P}{A_g f_c}$	Rinf. Trasv.	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$	Valori di rotazione plastica (rad)				
			IO	Primarie		Secondarie	
				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.

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.

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 $\frac{1}{3}$ della larghezza del pilastro; e su entrambe le coppie di facce opposte del nodo le sezioni delle travi si ricoprono per almeno $\frac{1}{3}$ dell'altezza.

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in c.a.

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.

Taglio=somma del taglio
nel nodo e trazione
nelle armature

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:

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

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in c.a.

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:

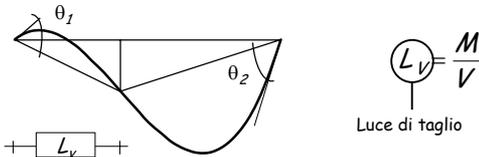
$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.5 f_c$$

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.



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 sovrarresistenza dei collegamenti tra zone dissipative e non dissipative.

Criteri di verifica: analisi non lineare

Edifici in acciaio

Collegamenti a parziale ripristino di resistenza

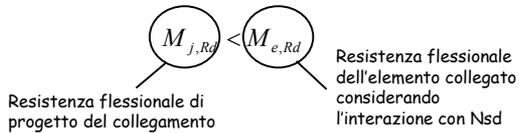
La resistenza flessionale è tale da non consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato.

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

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.

$$M_{j,Rd} \geq \gamma_{ov} \cdot S \cdot M_{e,Rd}$$

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.

$$M_{j,Rd} \geq \gamma_{ov} \cdot S \cdot M_{e,Rd}$$

Grado di sovrarresistenza 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.

$$M_{e,Rd} \leq M_{j,Rd} < \gamma_{ov} \cdot S \cdot M_{e,Rd}$$

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.

$$M_{e,Rd} \leq M_{j,Rd} < \gamma_{ov} \cdot S \cdot M_{e,Rd}$$

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 ad I:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632\lambda_y^2 + 0.062\lambda_w^2 - 0.602\frac{b_f}{L^*}} \leq \min\left\{\frac{f_u}{f_y}; 1.25\right\}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in acciaio

Per profili ad I:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632\lambda_f + 0.062\lambda_w - 0.602\frac{b_f}{L^*}} \leq \min\left\{\frac{f_u}{f_y}; 1.25\right\}$$

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

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

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

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

Distanza tra cerniera plastica e punto di momento nullo

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in acciaio

Per profili ad I:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632\lambda_f + 0.062\lambda_w - 0.602\frac{b_f}{L^*}} \leq \min\left\{\frac{f_u}{f_y}; 1.25\right\}$$

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

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

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

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

Distanza tra cerniera plastica e punto di momento nullo

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in acciaio

Per profili ad I:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632\lambda_f + 0.062\lambda_w - 0.602\frac{b_f}{L^*}} \leq \min\left\{\frac{f_u}{f_y}; 1.25\right\}$$

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

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

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

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

Distanza tra cerniera plastica e punto di momento nullo

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in acciaio

La rotazione ultima per il livello CO:

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

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in acciaio

La rotazione ultima per il livello CO:

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

Capacità rotazionale

Momento d'inertia strutturale collegato

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in acciaio

La rotazione ultima per il livello CO:

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

La rotazione di danno per il livello DS:

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

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in acciaio

La rotazione ultima per il livello CO:

$$g_u = R \frac{M_{e,Rd} L_v}{2 E I}$$

La rotazione di danno per il livello DS:

$$g_{DS} = \frac{3}{4} g_u$$

La rotazione allo snervamento per il livello DL:

$$g_y = \frac{M_{e,Rd} L_v}{2 E I}$$

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in acciaio

Capacità rotazionale (R):

Per collegamenti a completo ripristino di resistenza:

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

Se l'instabilità della flangia compressa avviene con quella tesa in campo elastico cioè, $0.3 > \rho > (s^* - 1)/2$

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

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in acciaio

Capacità rotazionale (R):

Per collegamenti a completo ripristino di resistenza:

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

Se l'instabilità della flangia compressa avviene con quella tesa in campo elastico cioè, $0.3 > \rho > (s^* - 1)/2$

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

Valori tabellati

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in acciaio

Capacità rotazionale (R):

Per collegamenti a completo ripristino di resistenza:

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

Se l'instabilità della flangia compressa avviene con quella tesa in campo plastico cioè, $\rho < (s^* - 1)/2$

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

Criteri di verifica: analisi non lineare Edifici in acciaio

Capacità rotazionale (R):

Per collegamenti a completo ripristino di resistenza:

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

Se l'instabilità della flangia compressa avviene con quella tesa in campo plastico cioè, $\rho < (s^* - 1)/2$

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

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):

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

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
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ e } \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	10 _y	60 _y	80 _y	90 _y	110 _y
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ e } \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	0.250 _y	20 _y	30 _y	30 _y	40 _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
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ e } \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	10 _y	60 _y	80 _y	90 _y	110 _y
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ e } \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	0.250 _y	20 _y	30 _y	30 _y	40 _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
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ e } \frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	10 _y	8 _y (1-1.7n)	11 _y (1-1.7n)	14 _y (1-1.7n)	17 _y (1-1.7n)
$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ e } \frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	0.250 _y	0.50 _y	0.80 _y	1.20 _y	1.20 _y
Altri casi	Interpolazione lineare				

3.1.3 Sintesi del processo della riabilitazione sismica



*Edvard Munch, L'urlo, 1885
national museum of art national gallery - oslo*

FINE

Per questa presentazione:

coordinamento

realizzazione

ultimo aggiornamento

a. gherzi

m. bosco

a. perretti

01/10/2006