



Riabilitazione del Patrimonio LM EA

Riabilitazione Strutturale LM Civ, LM Edi

Criteri di Analisi e di Verifica – costruzioni in c.a.

Prof. Ing. Laura Ragni

Metodi di analisi per edifici esistenti

Comportamento non lineare edifici a telaio in c.a.

Modellazione

Analisi

Valutazione della sicurezza

Metodi di analisi per edifici esistenti

Normativa

C8.7.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O DI ACCIAIO

Nei paragrafi che seguono, che non hanno corrispettivi nelle NTC, l'attenzione è prevalentemente concentrata sugli edifici; alcune considerazioni di carattere generale, nonché quelle relative a valutazioni sui singoli elementi strutturali, possono essere estese anche ad altri tipi costruttivi.

Alcuni elementi considerati non strutturali, ma comunque dotati di resistenza non trascurabile, o anche strutturali, ma comunemente non presi in conto nei modelli, possono essere presi in conto nelle valutazioni di sicurezza globali della costruzione, a condizione che, per il livello di azione considerato, ne sia adeguatamente verificata l'efficacia.

C8.7.2.1 REQUISITI DI SICUREZZA

C8.7.2.1.1 Stato Limite di prevenzione del collasso (SLC)

Nel caso di elementi/meccanismi duttili (v. § C8.7.2.3 e § C8.7.2.4) gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale, mentre nel caso di elementi/meccanismi fragili (v. § C8.7.2.3 e § C8.7.2.4) gli effetti derivanti dall'analisi strutturale possono venire modificati come indicato nel § C8.7.2.2.

C8.7.2.1.2 Stati Limite di esercizio

In mancanza di più specifiche valutazioni, per d_{tp} si può far riferimento ai valori limite di spostamento di interpiano riportati in § 7.3.6.1 validi per gli edifici nuovi.

C8.7.2.2 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

Gli effetti dell'azione sismica, possono essere valutati con i metodi di cui al § 7.3 delle NTC, con le precisazioni seguenti.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi/meccanismi strutturali vengono distinti in "duttili" e "fragili". La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è fornita in § C8.7.2.3 per le costruzioni in c.a. e in § C8.7.2.4 per le costruzioni in acciaio.

C8.7.2.3 MODELLI DI CAPACITÀ PER LA VALUTAZIONE DI EDIFICI IN CEMENTO ARMATO

Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

- "duttili": travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- "fragili": meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi;

Pilastri e pareti soggetti a sollecitazioni di sforzo normale particolarmente elevate possono manifestare comportamento fragile.

I metodi di analisi che le NTC 2018 mettono a disposizione per la valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti in c.a. e in acciaio sono:

- **analisi statica lineare** con spettro di risposta elastico o fattore di comportamento q
- **analisi dinamica modale** con spettro di risposta elastico o fattore di comportamento q
- **analisi statica non lineare**
- **analisi dinamica non lineare**

La **domanda** è rappresentata dalle sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili che fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale in cui si sono usati i **valori medi delle proprietà dei materiali** (f_{ym} , f_{cm}).

Analisi statica lineare

Analisi statica lineare con spettro elastico

Nel caso di analisi lineare con spettro elastico, lo spettro di risposta da impiegare è quello elastico di cui al § 3.2.3 delle NTC eseguendo l'analisi e la verifica secondo quanto previsto nel § 7 per le costruzioni non dissipative.

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

Verifiche di sicurezza

La **capacità** è valutata in termini di **resistenza** sia per gli elementi duttili che per gli elementi fragili, con la differenza che per gli **elementi/meccanismi duttili** si impiegano i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto

$$\frac{f_{ym}}{FC} \quad \frac{f_{cm}}{FC}$$

mentre per gli **elementi/meccanismi fragili** si impiegano i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti divise per i fattori di confidenza e per i coefficienti parziali dei materiali

$$\frac{f_{ym}}{FC \cdot \gamma_s} \quad \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_c}$$

Per i **materiali nuovi o aggiunti** si impiegano le **proprietà nominali**.

Analisi statica lineare con fattore di comportamento q

È possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC, assumendo il valore del fattore di comportamento q nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità della costruzione in esame nonché delle sollecitazioni delle membrature dovute ai carichi verticali. Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati tenendo debito conto della duttilità disponibile a livello locale e globale. Nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da elementi strutturali di nuova costruzione, si possono adottare i valori dei fattori di comportamento validi per le nuove costruzioni; in tal caso occorre verificare la compatibilità degli spostamenti con le strutture esistenti.

Le verifiche devono essere eseguite in termini di resistenza, controllando che, per ciascun elemento strutturale, la domanda in termini di sollecitazioni sia inferiore o uguale alla corrispondente capacità.

La domanda sugli elementi strutturali si ottiene dall'analisi con spettro di risposta elastico ridotto, rispettivamente, per gli elementi/meccanismi "duttili" del fattore di comportamento attribuito alla struttura, per gli elementi/meccanismi "fragili" del fattore di comportamento $q = 1,5$. Per questi ultimi la domanda non può superare quella trasmessa dagli elementi/meccanismi duttili ad essi alternativi, valutata come indicato al punto b) del §C8.7.2.2.

I fattori di confidenza indicati nella Tabella C8.5.III servono a un duplice scopo:

- per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili; le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i fattori di confidenza;
- per determinare le sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili a quelli fragili; le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono moltiplicate per i fattori di confidenza.

Nel caso di analisi lineare con spettro elastico la capacità degli elementi duttili, in termini di resistenza, si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza FC e la capacità degli elementi fragili per il fattore di confidenza FC e

Verifiche di sicurezza

Nel caso di analisi lineare con spettro elastico ridotto la valutazione delle **capacità** degli elementi duttili e fragili è da intendersi in termini di **resistenza**.

Tutti gli elementi strutturali **duttili** devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta del fattore q ($1.5 \leq q \leq 3$) sia inferiore o uguale alla corrispondente **resistenza**. Per il calcolo della **resistenza** si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza.

$$\frac{f_{ym}}{FC} \quad \frac{f_{cm}}{FC}$$

Tutti gli elementi strutturali **fragili** devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q = 1.5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente **resistenza**. Per il calcolo della **resistenza**, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza

$$\frac{f_{ym}}{FC \cdot \gamma_s} \quad \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_c}$$

Elementi fragili

Le sollecitazioni di verifica si ottengono da condizioni di equilibrio, in base alle sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili. Queste ultime possono essere prese uguali a:

- il valore D ottenuto dall'analisi ($q=1.5$), se essa è inferiore alla capacità C (se $\rho = D/C \leq 1$);
- la capacità C dell'elemento duttile, se ($q=1.5$) $\rho = D/C > 1$.

NB: Per determinare le sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili a quelli fragili, occorre utilizzare la resistenza degli elementi duttili moltiplicate per i fattori di confidenza $f_{ym}FC, f_{cm}FC$.

Analisi statica lineare

Condizioni di applicabilità

Con spettro elastico ($q=1-1.5$)!!!

L'analisi statica lineare può essere effettuata ove siano soddisfatte le condizioni di cui al § 7.3.3.2 delle NTC, con le seguenti indicazioni aggiuntive:

- considerando tutti gli elementi primari della struttura ed indicato, per l' i -esimo di tali elementi, con $\rho_i = D_i/C_i$ il rapporto tra il momento flettente D_i fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica e il corrispondente momento resistente C_i (valutato in presenza dello sforzo normale relativo alle condizioni di carico gravitazionali), il coefficiente di variazione di tutti i $\rho_i \geq 1$ non deve superare il valore di 0,5;
- la capacità C_i degli elementi/meccanismi fragili è maggiore della corrispondente domanda D_i , quest'ultima calcolata sulla base della capacità degli elementi duttili adiacenti, se il ρ_i degli elementi/meccanismi fragili è maggiore di 1, oppure sulla base dei risultati dell'analisi, se il ρ_i degli elementi/meccanismi fragili è minore di 1.

La condizione su ρ_i restringe l'applicabilità del metodo ai casi in cui gli elementi che entrano in campo post-elastico lo fanno in corrispondenza di un livello di forza piuttosto simile, ovvero ai casi in cui si ha una certa **regolarità** (in termini di **resistenza**) e quindi una certa **omogeneità del comportamento post-elastico**.

Questa condizione restringe l'applicabilità del metodo ai casi in cui le verifiche a taglio risultano soddisfatte (non si attivano meccanismi fragili prima di quelli duttili).

NB: è una condizione di applicabilità per l'analisi statica in generale (ma è ovvio che non si applica nel caso di analisi statica con spettro elastico in quanto non si hanno rapporti $D_i/C_i > 1$)

Analisi dinamica lineare (C8.7.2.2.2) con spettro elastico o con fattore di comportamento q

C8.7.2.2.2 Analisi dinamica modale con spettro di risposta elastico o con fattore di comportamento q

Tale metodo di analisi è applicabile secondo quanto indicato al § 7.3.3.1 delle NTC, alle medesime condizioni di cui ai punti precedenti. La prima modalità prevede che lo spettro di risposta da impiegare sia quello elastico di cui al § 3.2.3 delle NTC e si applica con le stesse modalità di cui all'analisi statica lineare con spettro elastico; la seconda che si faccia riferimento ad uno spettro di progetto, definito nel § 3.2.3 delle NTC, utilizzando le precisazioni riportate per l'analisi statica lineare con fattore q .

7.3.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA

L'analisi lineare dinamica consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%.

NB: l'unica differenza è che non è richiesta che sia soddisfatta la condizione di applicabilità dell'analisi lineare statica al punto 7.3.3.2

7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICÀ

L'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

C8.7.2.3 Analisi statica non lineare

Tale metodo di analisi si applica con le modalità indicate al § 7.3.4.1 delle NTC, con le limitazioni della Tabella C8.5.IV.*

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili sia fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale eseguita utilizzando i valori medi delle proprietà dei materiali.

La verifica degli elementi "duttili" è eseguita confrontando la domanda in termini di deformazioni ottenuta dall'analisi con la relativa capacità.

La verifica degli elementi "fragili" è eseguita confrontando la domanda in termini di sollecitazioni con la relativa capacità.

Nel caso di analisi statica non lineare con ramo degradante e stati limite che si verificano su questo, inoltre:

- nel caso di elementi duttili la domanda in termini di deformazione si calcola in corrispondenza di d_{max} per ciascuno stato limite;
- nel caso di elementi fragili la domanda in termini di sollecitazione di taglio si può calcolare utilizzando la seguente procedura:
 - a. si valuta il taglio massimo alla base V_{bu} sulla base dei risultati dell'analisi statica non lineare
 - b. si individua lo spostamento d_{cu} corrispondente al raggiungimento di tale sollecitazione di taglio
 - c. se lo spostamento d_{max} relativo allo stato limite considerato è minore di d_{cu} , la domanda in termini di sollecitazione di taglio si calcola in corrispondenza di d_{max}
 - d. se $d_{max} > d_{cu}$, la domanda in termini di sollecitazione di taglio si calcola in corrispondenza di d_{cu} .

C8.7.2.4 Analisi dinamica non lineare

Tale metodo di analisi è applicabile secondo quanto indicato al § 7.3.4.2 delle NTC, alle medesime condizioni di cui al punto precedente.

* Non applicabile nel caso di LC1 (permesse solo analisi statiche o dinamiche lineari)

L'analisi statica non lineare è applicabile con le modalità indicate al § 7.3.4.1 delle NTC, purché sia stato conseguito un livello di conoscenza minimo LC2 (Tab. C8A.1.2).

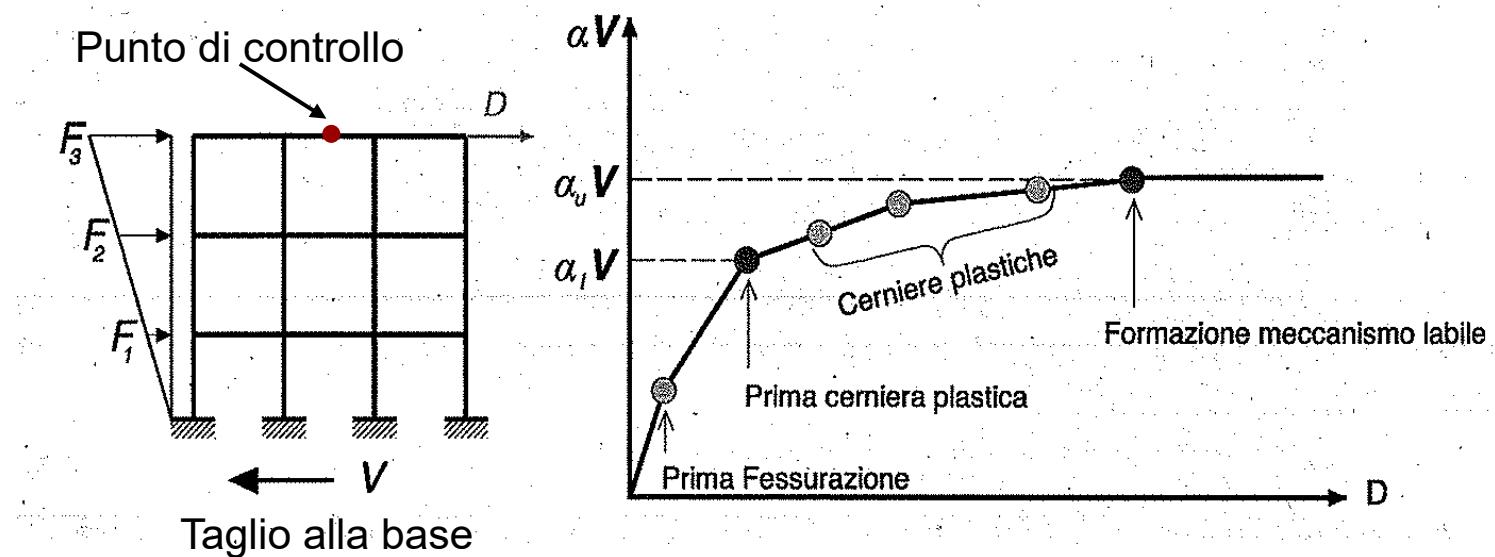
Analisi statica non lineare

Riferimenti normativi (NTC 2018 § 7.3.4.1)

L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (**taglio alla base**) F_b .

Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che in direzione negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale (verifiche ad ogni step), lo **spostamento orizzontale d_c** di un **punto di controllo** (ad esempio coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione, escludendo eventuali torrini).

Il diagramma F_b-d_c rappresenta la **curva di capacità** della struttura.



Utilizzi di analisi tipo pushover

In generale, lo scopo è lo studio del **comportamento post-elastico** della struttura; ciò richiede ovviamente la modellazione del comportamento post-elastico degli elementi strutturali (ad esempio con modelli a plasticità concentrata).

I principali scopi di un'analisi pushover sono:

- valutare gli spostamenti relativi allo SLC di interesse;
- valutare i rapporti di sovraresistenza α_u/α_1 ;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q ;
- metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- **metodo di valutazione della capacità di edifici esistenti.**

Altri scopi sono:

- verificare le conseguenze della perdita di resistenza di un elemento sulla stabilità dell'intera struttura;
- valutare spostamenti relativi fra piani, valutando anche danni ad elementi non strutturali.

Introduzione

Comportamento non lineare edifici a telaio in c.a.

Modellazione

Analisi

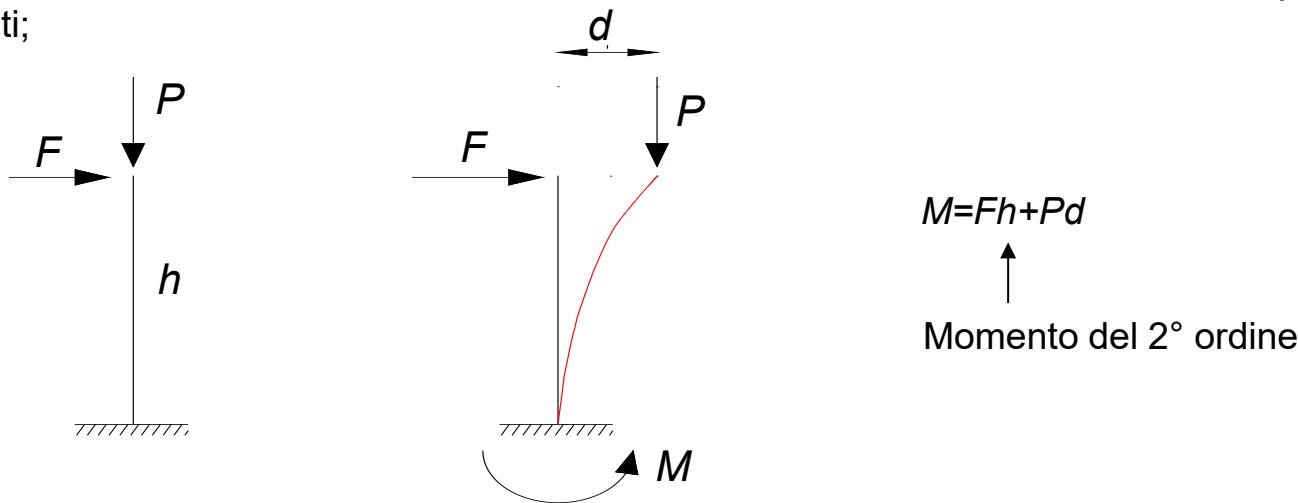
Valutazione della sicurezza

Non linearità geometrica e meccanica

In generale, il comportamento non lineare delle strutture è legato a:

- non linearità geometrica ($P-\delta$):

dovuta ai cosiddetti effetti del secondo ordine che scaturiscono dalla rimozione dell'ipotesi di piccoli spostamenti;



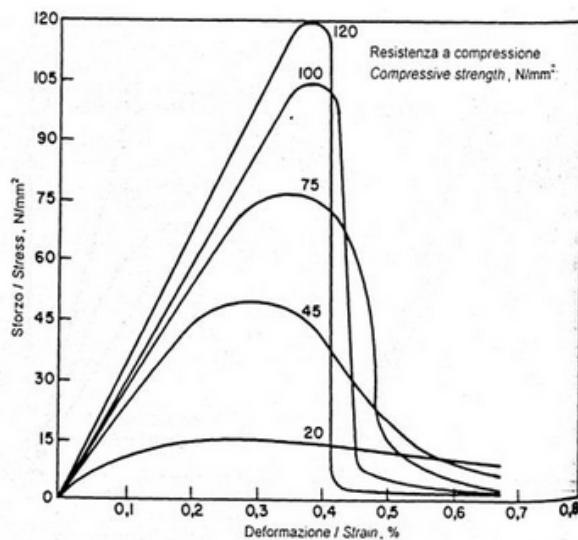
- non linearità meccanica:

dovuta al comportamento inelastico di calcestruzzo e acciaio dal quale discende un comportamento non lineare delle sezioni.

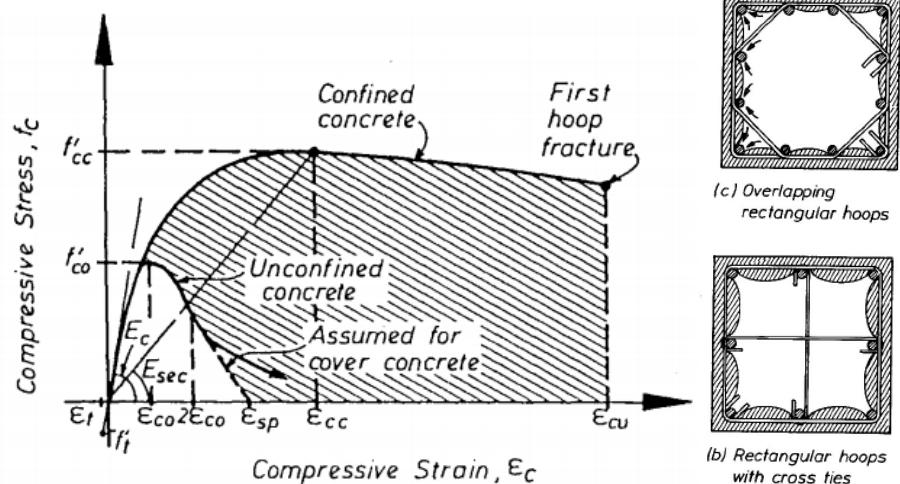
Generalmente è possibile confondere la configurazione deformata con la configurazione indeformata e quindi trascurare gli effetti derivanti dalla non linearità geometrica, ma non è invece possibile trascurare le non linearità meccaniche dei materiali.

Calcestruzzo

Il legame costitutivo (σ - ϵ) del calcestruzzo a compressione mostra un andamento pressoché lineare fino a valori di tensioni pari a circa il 30%–40% di quella massima; successivamente, la *microfessurazione* interna si diffonde determinando un progressivo abbattimento della rigidezza. Quando si raggiunge la resistenza massima a compressione f_c si manifestano delle *macrofessure* e il legame costitutivo comincia a percorrere un ramo discendente.



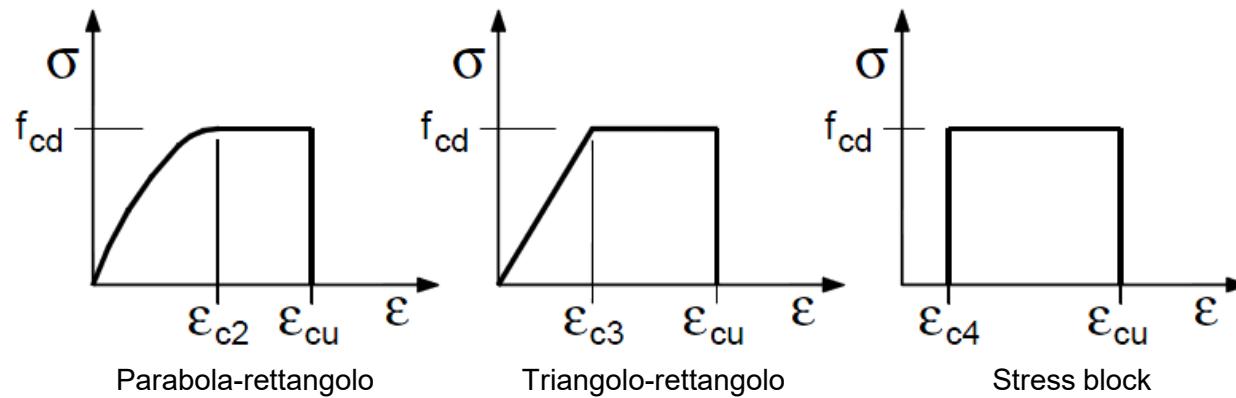
Legame costitutivo del cls all'aumentare della resistenza a compressione.



Effetti del *confinamento* del cls in termini di duttilità e resistenza.

Calcestruzzo

Per il diagramma σ - ϵ del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo f_{cd} ed alla deformazione ultima ε_{cu} .



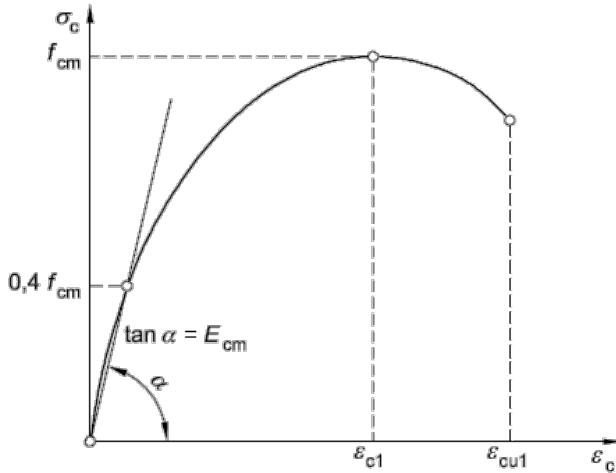
Per classi di resistenza inferiori o pari a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{c2} &= 0.2\% & \varepsilon_{c4} &= 0.07\% \\ \varepsilon_{c3} &= 0.175\% & \varepsilon_{cu} &= 0.35\%\end{aligned}$$

Duttilità dei materiali - Eurocodici

Calcestruzzo non confinato (EC2 § 3.1.5)

Il legame costitutivo proposto dall'Eurocodice è valido solo per analisi strutturali non lineari.



$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}$$

dove:

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1};$$

ε_{c1} è la deformazione sotto la massima tensione,

$$k = 1,05 E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \quad (f_{ck} \text{ secondo il prospetto 3.1}).$$

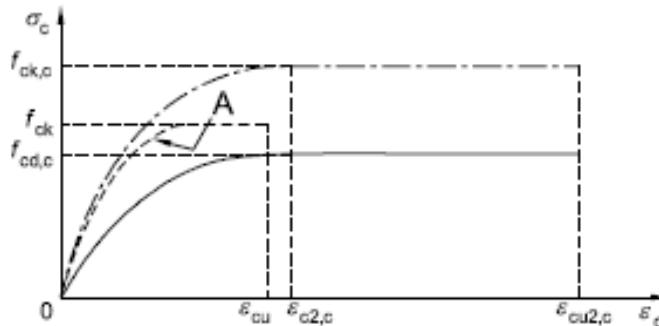
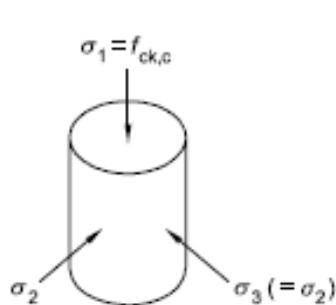
Calcestruzzo confinato

Per il calcestruzzo confinato, l'Eurocodice propone due legami costitutivi alternativi.

a) EC2 § 3.1.9

Legenda

A Non confinato



$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,000 + 5,0 \sigma_2/f_{ck}) \text{ per } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}$$

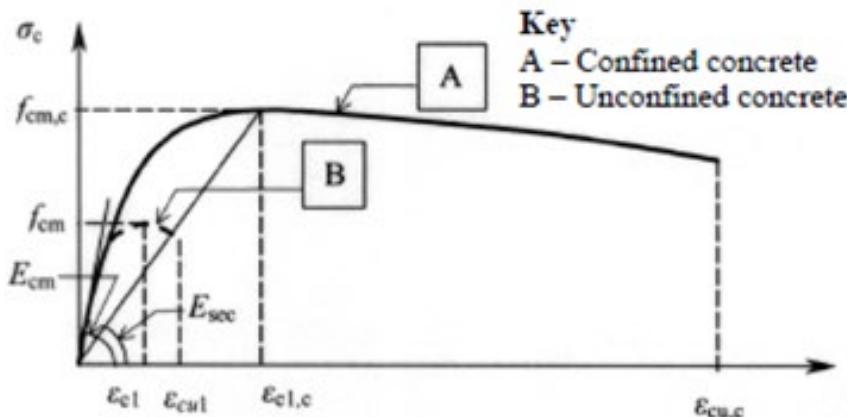
$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,50 \sigma_2/f_{ck}) \text{ per } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} (f_{ck,c}/f_{ck})^2$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2/f_{ck}$$

Duttilità dei materiali - Eurocodici

b) EC8-2 2005 (E) (Mander)



$$\frac{\sigma_c}{f_{cm,c}} = \frac{xp}{r - 1 + x^r}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,c}} \quad r = \frac{E_{cm}}{E_{cm} - E_{sec}} \quad E_{sec} = \frac{f_{cm,c}}{\varepsilon_{c1,c}}$$

$$f_{cm,c} = f_{cm} \lambda_c$$

$$\lambda_c = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_e}{f_{cm}}} - \frac{2\sigma_e}{f_{cm}} - 1,254$$

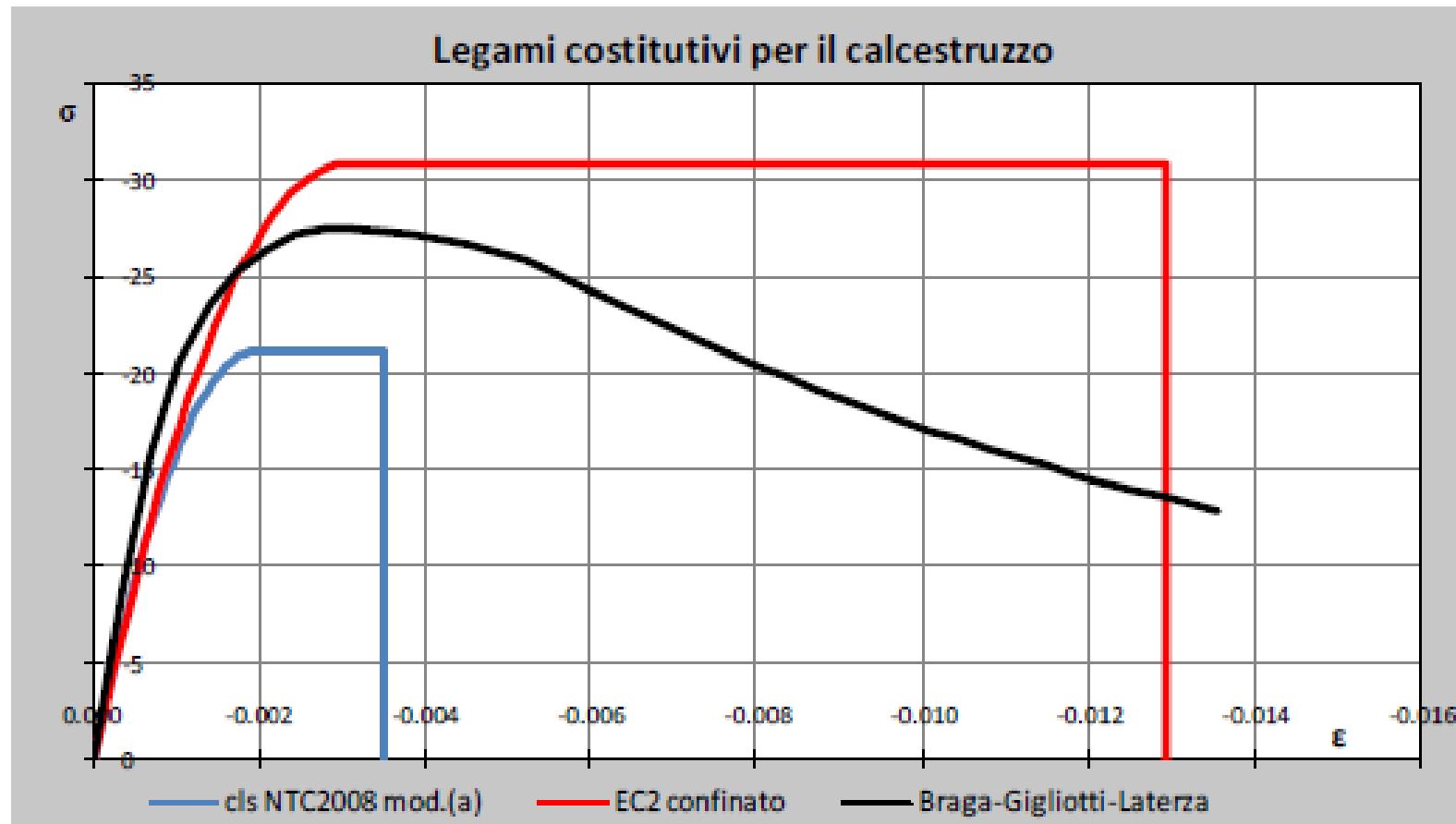
$$\sigma_e = \frac{1}{2} \alpha \rho_w f_{ym} \quad \text{For circular hoops or spirals}$$

$$\sigma_e = \alpha \rho_w f_{ym} \quad \text{For rectangular hoops or ties}$$

$$\varepsilon_{c1,c} = 0,002 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right]$$

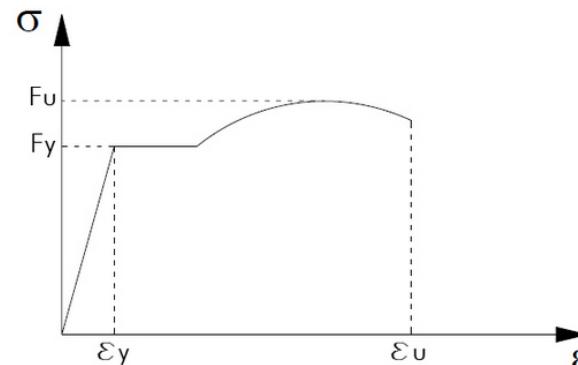
$$\varepsilon_{cu,c} = 0,004 + \frac{1,4 \rho_s f_{ym} \varepsilon_{su}}{f_{cm,c}}$$

Confronto tra i legami costitutivi del calcestruzzo

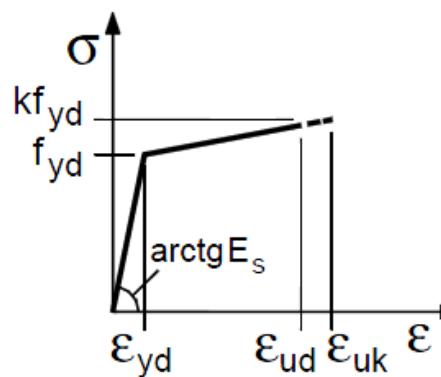


Acciaio

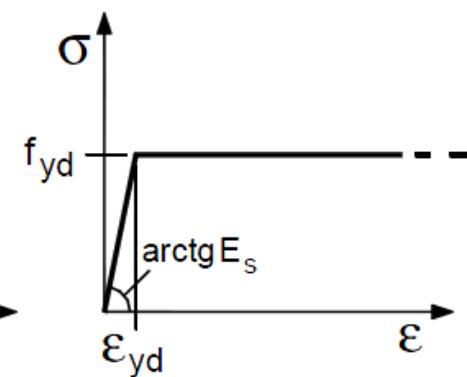
Il legame costitutivo (σ - ϵ) dell'acciaio a trazione evidenzia un comportamento elastico lineare fino allo snervamento f_y , seguito da una fase plastica che si presenta diversa a seconda del tipo di acciaio (perfettamente plastica, incrudente positiva o negativa).



Per il diagramma σ - ϵ dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo $\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}$ ($\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovraresistenza $k = (f_t / f_y)_k$.



Bilineare finito con
incrudimento



Elastico-perfettamente
plastico indefinito

Definizione

La duttilità di sezione è comunemente indicata come la capacità della sezione stessa di sopportare elevate **domande di curvatura** in campo anelastico senza eccessivo decremento del momento resistente.

Diagramma momento-curvatura

Se dal materiale si passa alla sezione, il comportamento strutturale è definito dal diagramma $M-\chi$; ovvero a ogni momento applicato M , con sforzo normale nullo (flessione semplice) o sforzo normale costante (presso-flessione), corrisponde una curvatura χ ($1/r$) della sezione. Il grafico di tutte le coppie $(M-\chi)_i$ è definito come il diagramma momento-curvatura.

L'**area** al di sotto del diagramma momento-curvatura, fissato un certo punto della curva, rappresenta l'**energia** per unità di lunghezza che la sezione dissiperà (in un'azione ciclica).

Legame momento-curvatura:

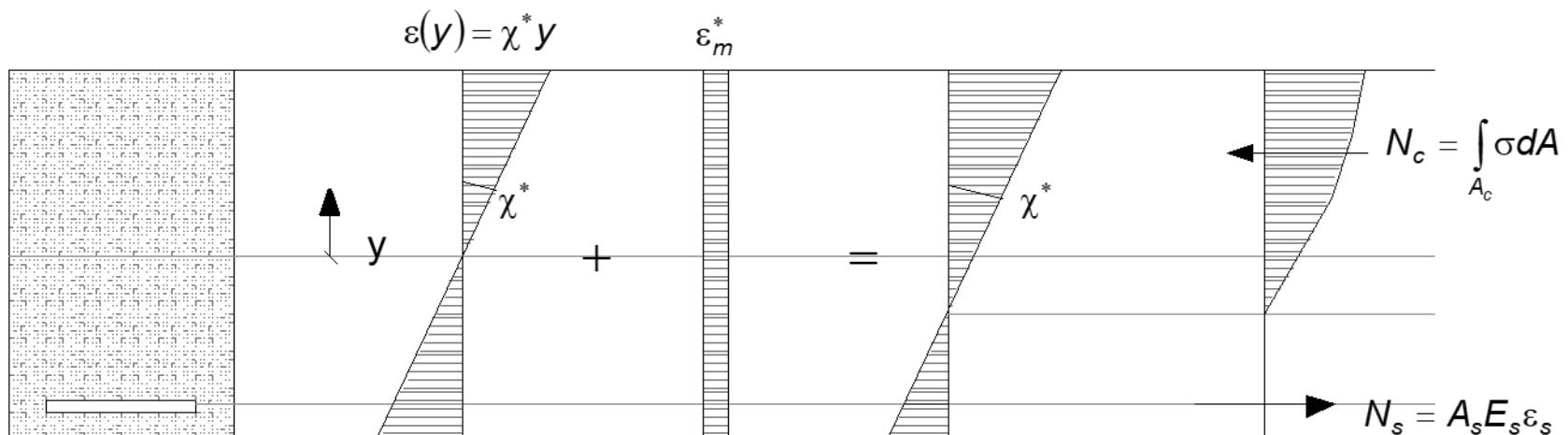
- permette di stimare la rigidezza efficace degli elementi strutturali;
- costituisce il punto di partenza per la caratterizzazione delle **cerniere plastiche**;
- devono ritenersi valide le ipotesi di perfetta aderenza acciaio-cls e di mantenimento delle sezioni piane.

Duttilità di sezione

Noto il valore della forza assiale (costante) N^* agente si costruisce la curva M- χ per punti facendo variare il valore della curvatura, ad esempio con il procedimento seguente:

- per ogni valore di χ^*
- si ipotizza un valore di ε_m
- per tentativi, dall'equilibrio alla traslazione si determina ε_m^*
- si calcola il momento corrispondente, per χ^* e ε_m^* $N_c - N_s = N^*$

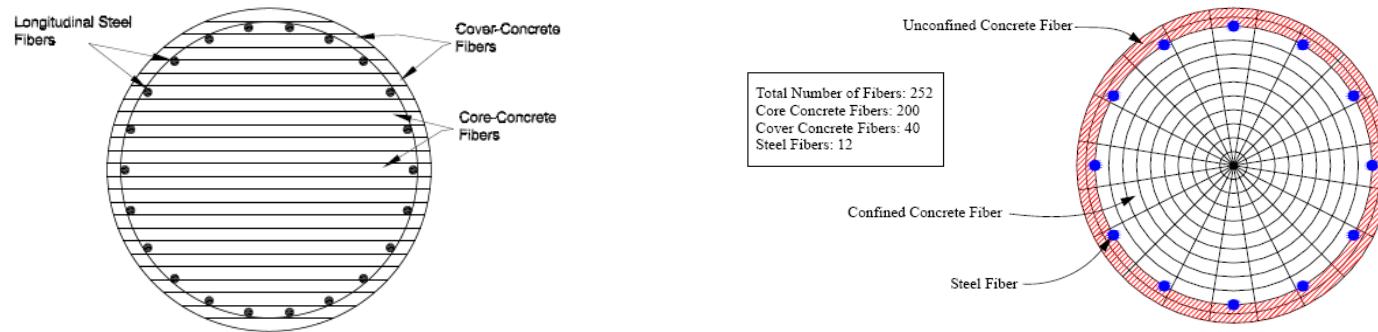
$$M^* = N_s \left(d - \frac{h}{2} \right) + \int_A \sigma_c y dA$$



Duttilità di sezione

Operativamente è difficile integrare le tensioni del calcestruzzo sull'area, specie per sezione con forme particolari.

Discretizzazione della sezione:



Attraverso la discretizzazione è inoltre possibile tenere conto del differente comportamento dei materiali (cls confinato o non confinato e Acciaio).

Il procedimento per il calcolo del legame non cambia e viene eseguito in termini di sommatoria:

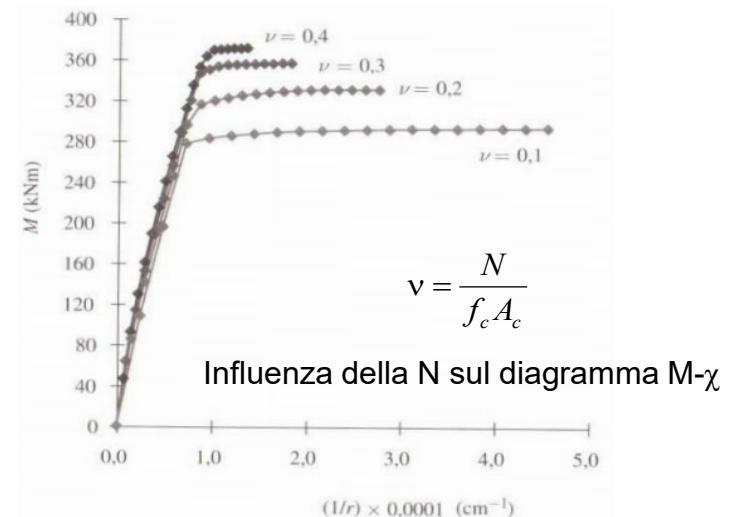
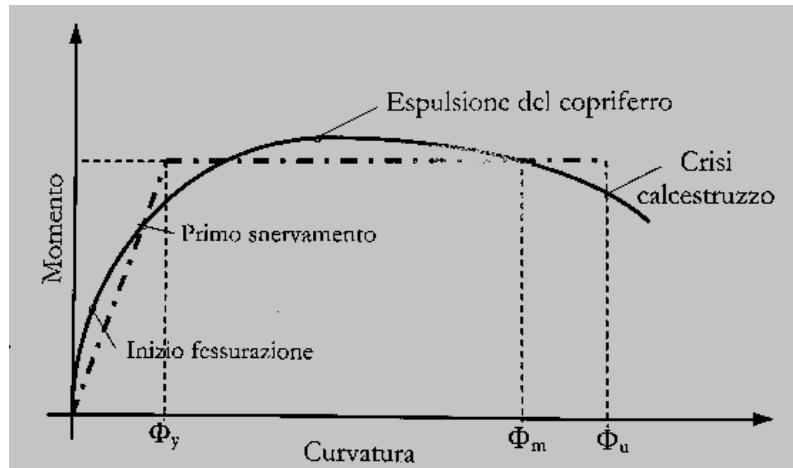
$$N = \sum_{i=1}^{nc} \sigma_{ci}(y_{ci}) \cdot A_{ci}(y_{ci}) + \sum_{i=1}^{ns} \sigma_{si}(y_{si}) \cdot A_{si} \quad |N - N^*| < \varepsilon$$

$$M = \sum_{i=1}^{nc} \sigma_{ci}(y_{ci}) \cdot A_{ci}(y_{ci}) \cdot y_{ci} + \sum_{i=1}^{ns} \sigma_{si}(y_{si}) \cdot A_{si} \cdot y_{ci}$$

Procedendo per valori crescenti di χ a partire da una curvatura nulla si ottiene il diagramma completo.

Duttilità di sezione

Nel caso di sezioni in c.a. il diagramma $M-\chi$ può essere semplificato mediante una **bilineare (ideale o incrudente)** dove la curvatura di snervamento è associata allo snervamento dell'acciaio e la curvatura ultima dipende dal raggiungimento della deformazione ultima a compressione del calcestruzzo.



Effetti negativi sulla duttilità:

- elevato sforzo N ;
- elevata percentuale di armatura longitudinale tesa (può anticipare il collasso a compressione del calcestruzzo).

Effetti positivi sulla duttilità:

- elevata percentuale di armatura compressa;
- elevata percentuale di armatura trasversale (buon confinamento del calcestruzzo)

Duttilità dell'elemento

Definizioni

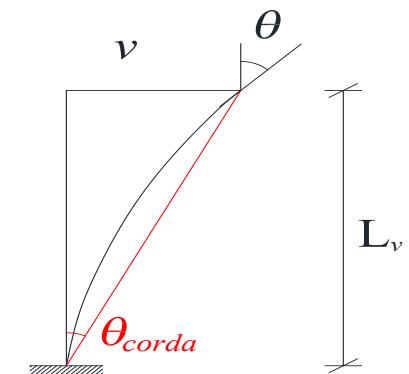
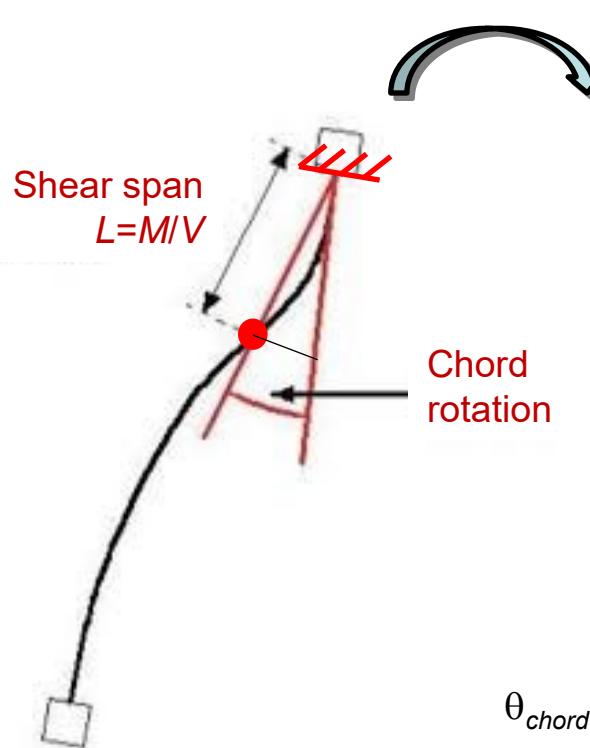
La duttilità di sezione è comunemente indicata come la capacità dell'elemento di sopportare **spostamenti** o **rotazioni** in campo anelastico senza eccessivo decremento della forza o del momento resistenti.

Per passare dalla duttilità di sezione alla **duttilità di elemento** (quindi dall'energia dissipata nella sezione a quella dell'intero elemento), si dovrebbe integrare il diagramma momento-curvatura sull'intera lunghezza dell'elemento, ottenendo una rotazione che rappresenta la rotazione complessiva, in parte elastica e in parte plastica, dell'elemento non lineare.

Rotazione alla corda

La normativa, per valutare la capacità i termini di duttilità di elemento, fa riferimento alla **rotazione alla corda**. Quest'ultima definita come l'angolo compreso tra:

- la congiungente tra il baricentro della sezione di estremità e il baricentro della sezione di momento nullo;
- la tangente all'asse dell'elemento nella sezione di estremità.



$$\theta_{chord} = \frac{v}{L_v}$$



$$v = v_e + v_p$$

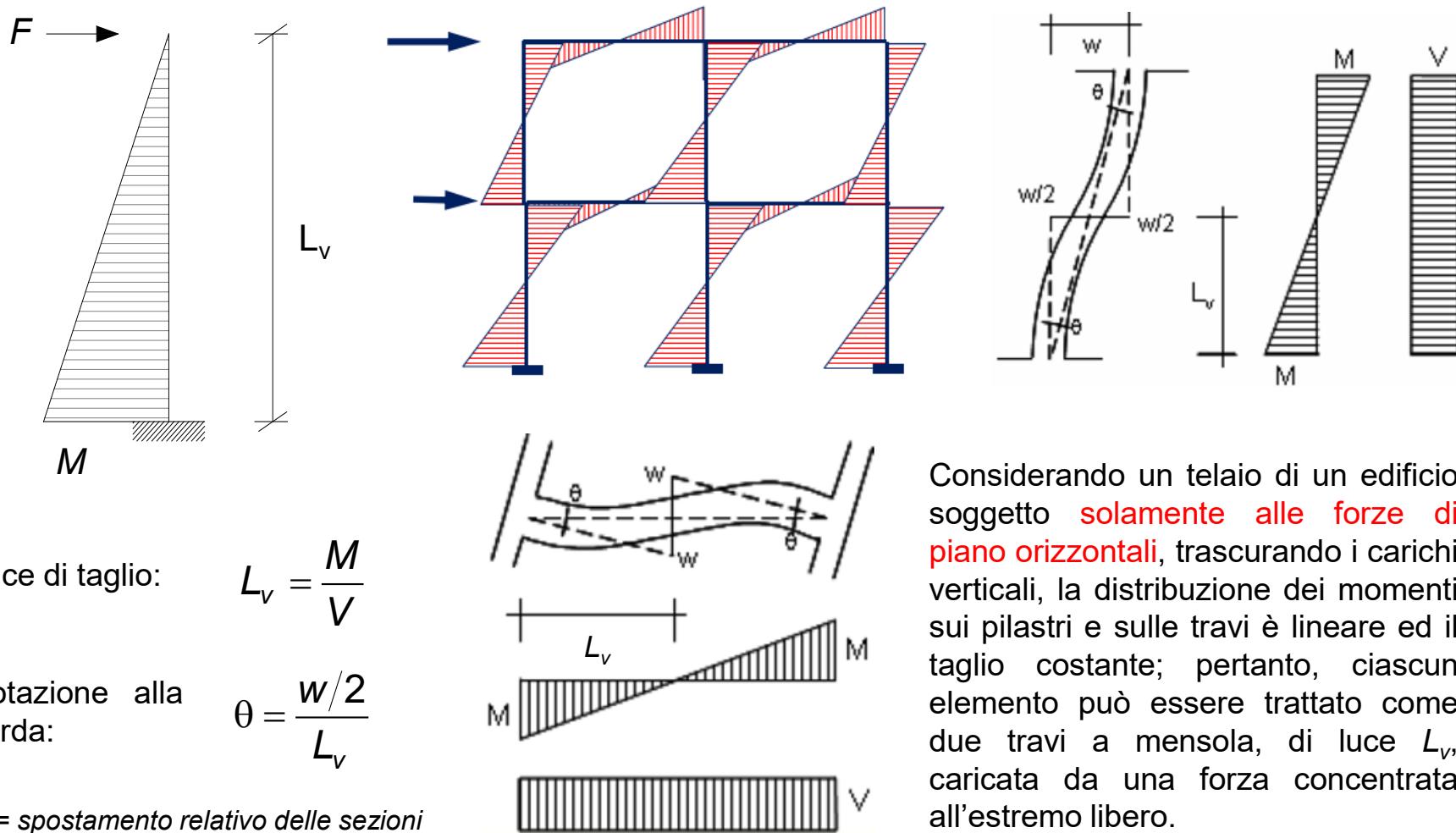


$$\theta_{chord} = \frac{v}{L_v} = \frac{v_e + v_p}{L_v} = \theta_y + \theta_p$$

Duttilità dell'elemento

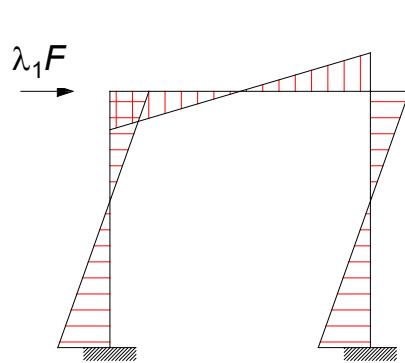
Luce di taglio

La luce di taglio è la distanza tra la sezione di estremità e il punto di annullamento del momento.

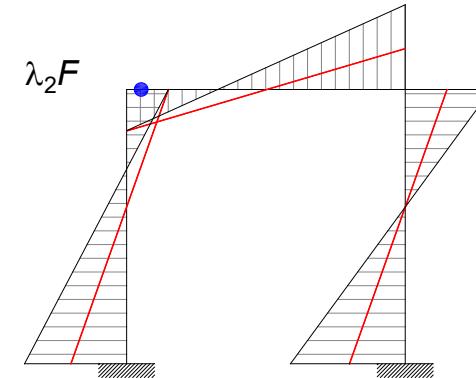
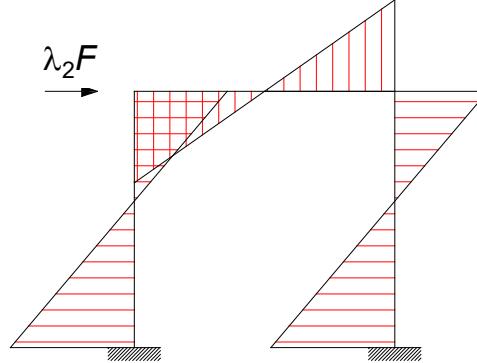


Duttilità dell'elemento

La corretta valutazione del punto di flesso della deformata (punto di nullo del diagramma dei momenti), ossia della luce di taglio L_V non è di facile risoluzione.



Comportamento elastico



Comportamento elasto-plastico

Le prime formazioni delle regioni plastiche comportano una ridistribuzione delle sollecitazioni flettenti con conseguente traslazione del punto di flesso.

La caratterizzazione meccanica della cerniera plastica è direttamente influenzata dalla posizione del punto di flesso per cui, la sua variazione comporterebbe una diversa caratterizzazione della stessa.

In genere la luce di taglio è assunta costante durante il percorso di carico, pari a:

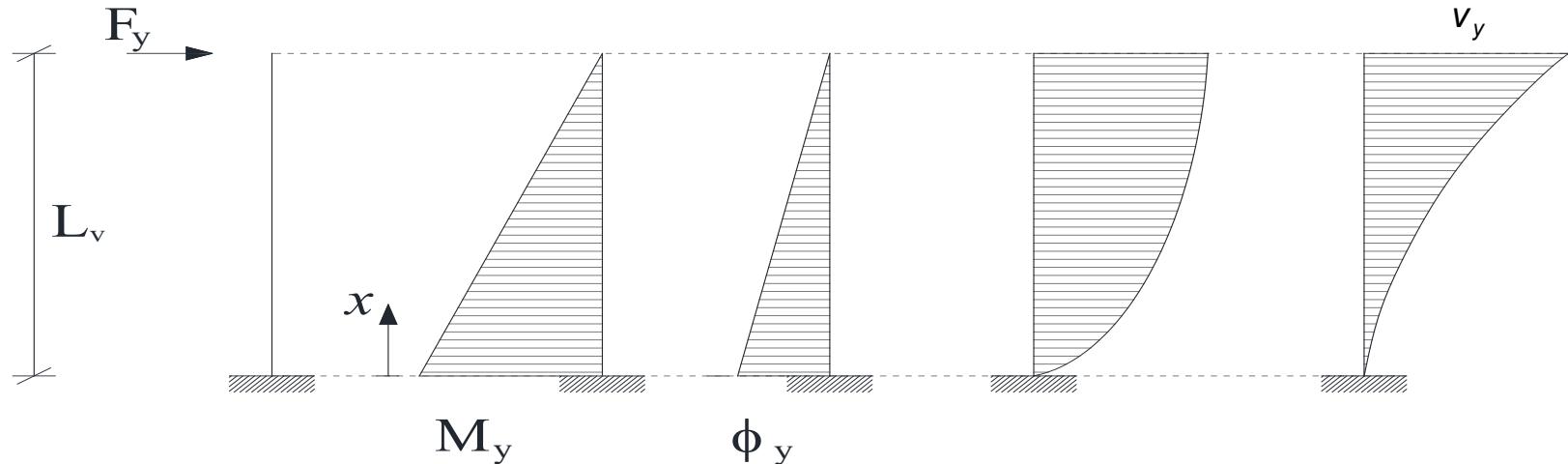
$$L_V = \frac{L}{2}$$

È però necessario eseguire un controllo a posteriori dell'effettiva distribuzione dei momenti.

Duttilità dell'elemento

Comportamento a snervamento – (comportamento elastico)

Si considera una prova sperimentale condotta su una mensola in c.a. sollecitata da una forza orizzontale crescente posta in sommità:



Linea elastica flessionale:

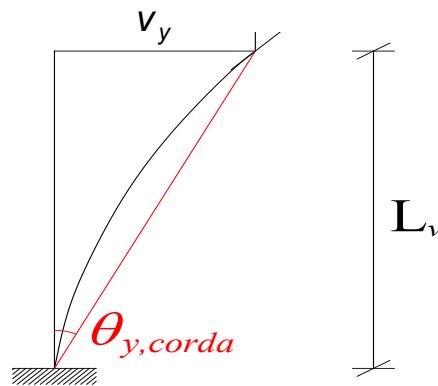
$$M(x) = EJv''(x) = F(L - x)$$

$$\phi(x) = v''(x) = \frac{F}{EJ}(L - x)$$

$$\theta(x) = v'(x) = \frac{F}{EJ} \left(Lx - \frac{x^2}{2} \right)$$

$$v(x) = \frac{F}{EJ} \left(\frac{Lx^2}{2} - \frac{x^3}{6} \right) \longrightarrow v_y = \frac{1}{3} \phi_y L_v^2$$

Rotazione alla corda:



$$\theta_{y, \text{chord}} = \frac{v_y}{L_v} = \frac{1}{3} \phi_y L_v$$

Non linearità edifici a telaio in c.a.

Duttilità dell'elemento

Rotazione alla corda allo snervamento (NTC 2008 C8.7.2.5 - NTC 2018 C8.7.2.3.4)

Componente legata al Taglio

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

travi e pilastri

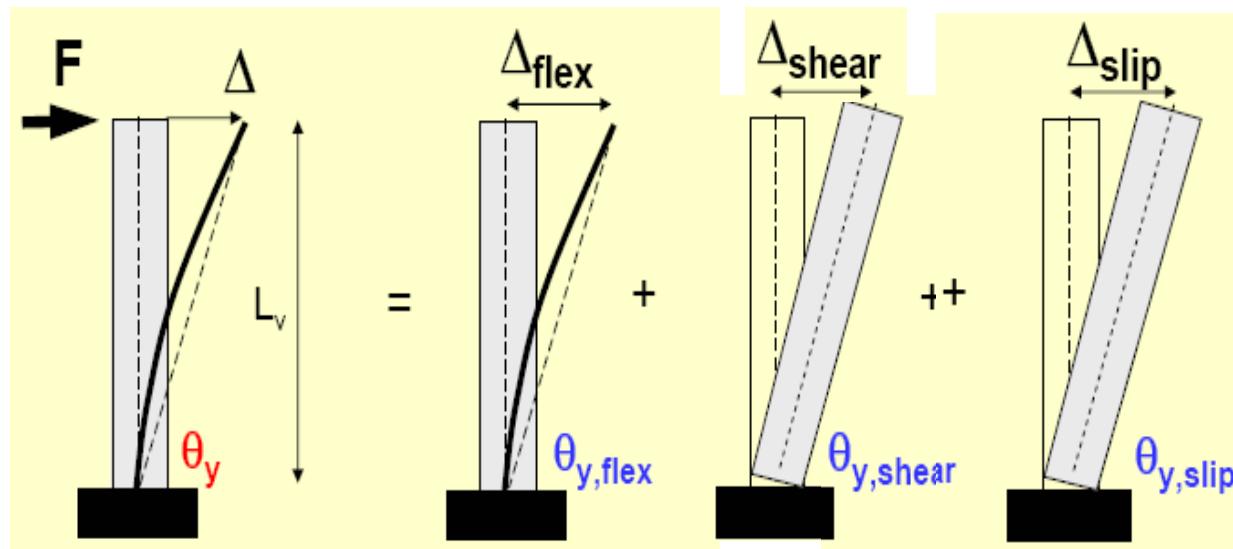
Componente legata allo Yield penetration (Slip)

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.002 \left(1 + 1.125 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

pareti

Rotazione data
dalla deformazione elastica

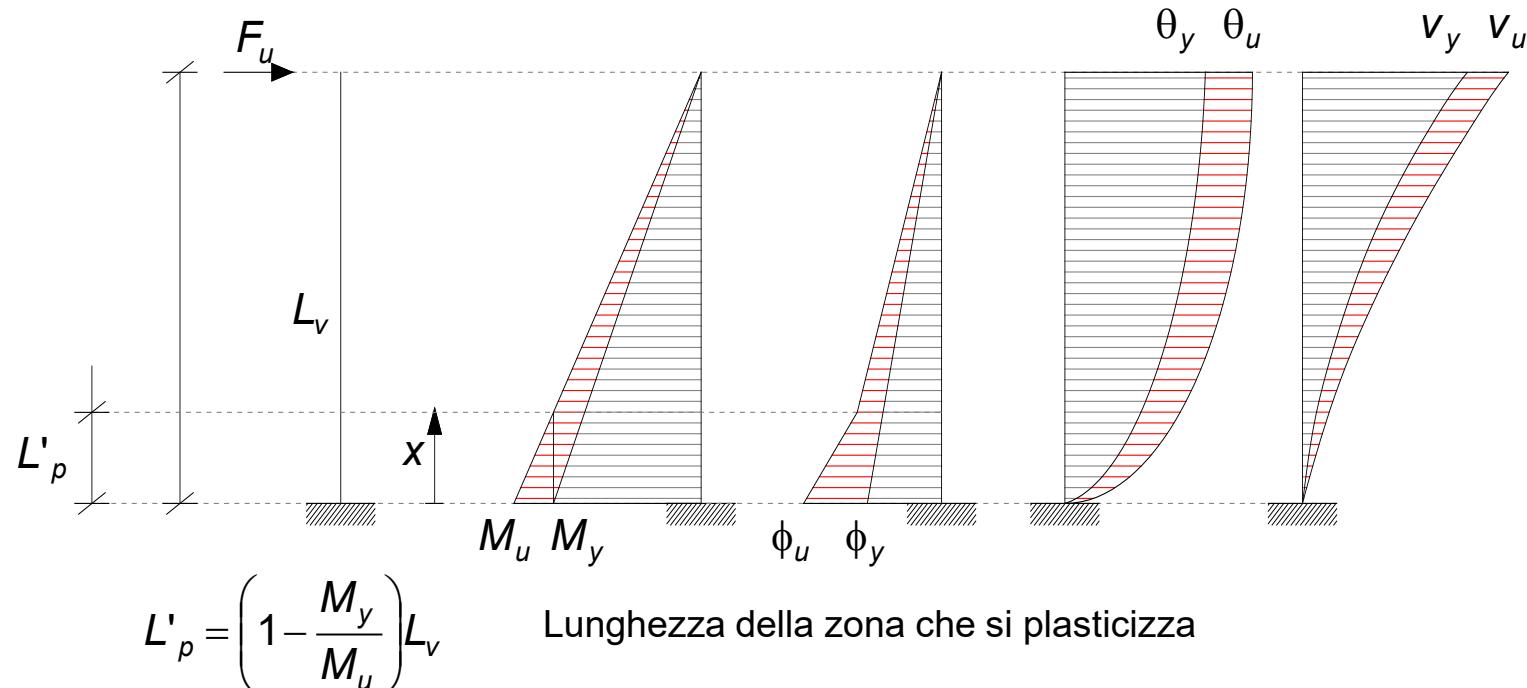
Rotazione legata
agli effetti locali



Duttilità dell'elemento

Comportamento a rottura – (comportamento elastico + plastico)

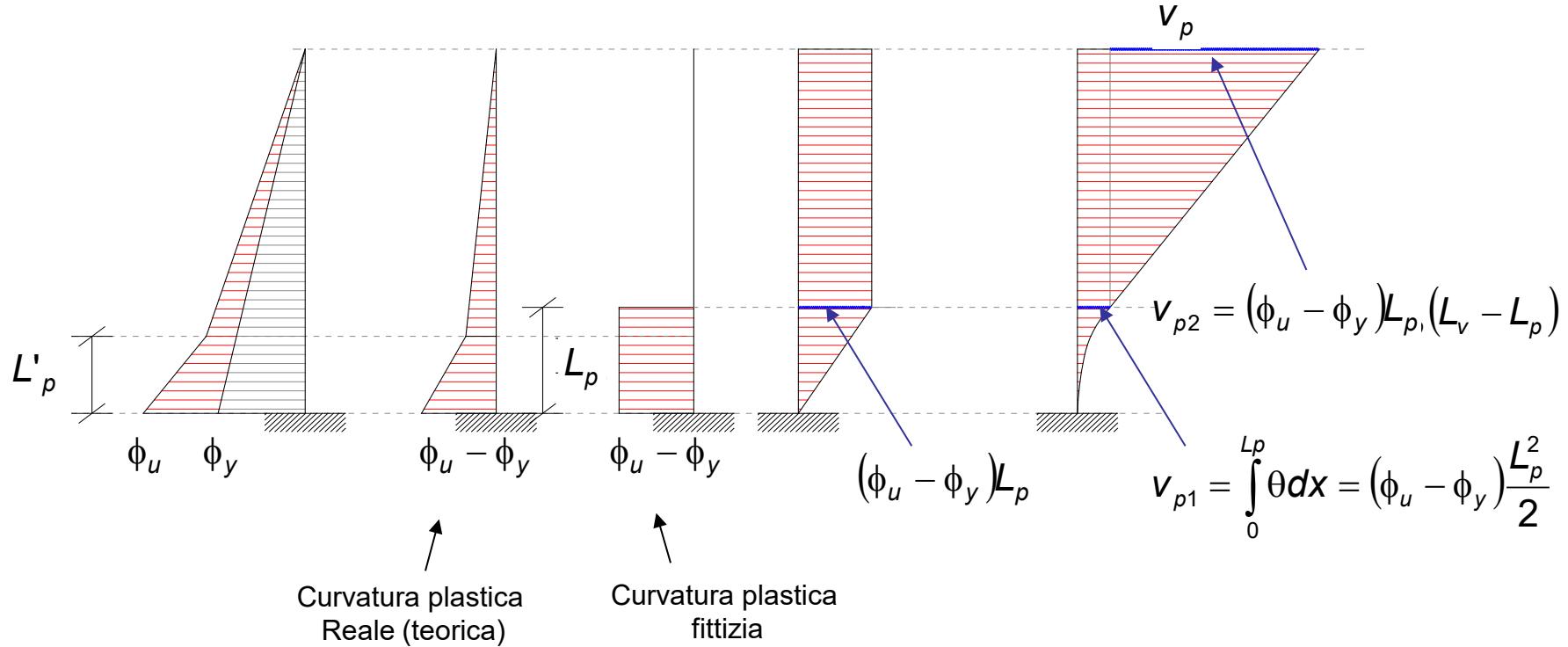
Si riprende la prova sperimentale sulla mensola in c.a. quando la forza orizzontale sommitale provoca il raggiungimento del momento ultimo alla base:



Nella zona che oltrepassa il limite di snervamento si hanno deformazioni non lineari. La lunghezza del tratto dipende dal rapporto di incrudimento della sezione.

Duttilità dell'elemento

Contributo plastico (post-elastico)



$$v_p = v_{p1} + v_{p2} = (\phi_u - \phi_y)L_p \cdot (L_v - L_p) + (\phi_u - \phi_y)\frac{L_p^2}{2} = (\phi_u - \phi_y)L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{2L_v}\right) \cdot L_v \quad \text{Spost. plastico sommitale}$$

$$\theta_{p, chord} = \frac{v_p}{L_v} = (\phi_u - \phi_y)L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{2L_v}\right) \quad \text{Rotazione alla corda plastica}$$

La lunghezza di cerniera plastica L_p è una lunghezza **convenzionale**; essa non va confusa con la lunghezza della zona che si plasticizza L' .

Duttilità dell'elemento

Lunghezza della cerniera plastica

La lunghezza della cerniera plastica L_p è una lunghezza convenzionale che consente di tenere conto dello spostamento plastico legato sia alla curvatura dell'elemento (in campo plastico) che ad altri fenomeni secondari quali: Yield penetration e Azione tagliente

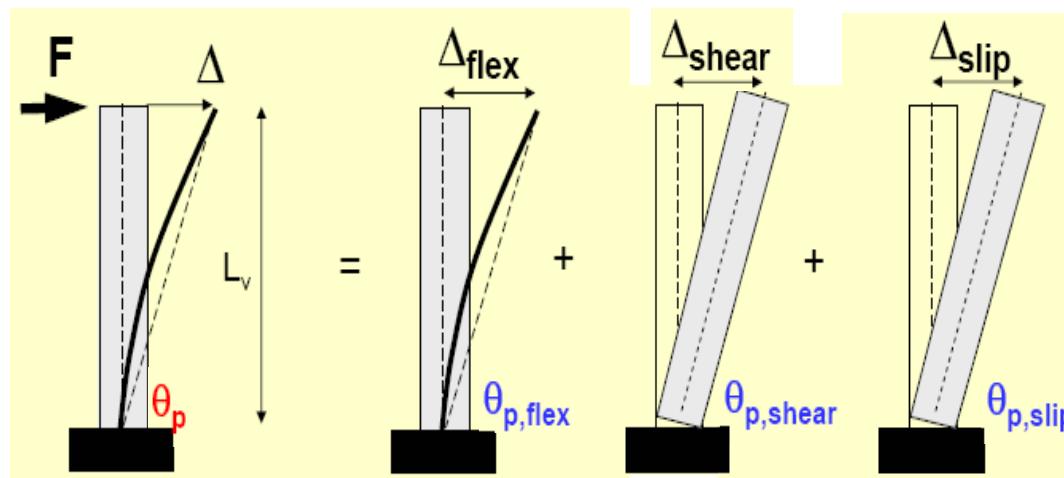
I contributi aggiuntivi dovuti allo scorrimento delle barre e all'effetto del taglio sono tenuti in conto aumentando la lunghezza della cerniera plastica.

$$L_{pl} = 0.1L_v + 0.17h + \frac{d_{bl}f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (\text{DM2008 C8 A.6})$$

$$L_{pl} = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 \frac{d_{bl}f}{\sqrt{f_c}} \quad (\text{DM2018 C8,7,2,3,2})$$

Componente legata al Taglio

Componente legata allo Yield Penetration



Duttilità dell'elemento

Azione tagliante

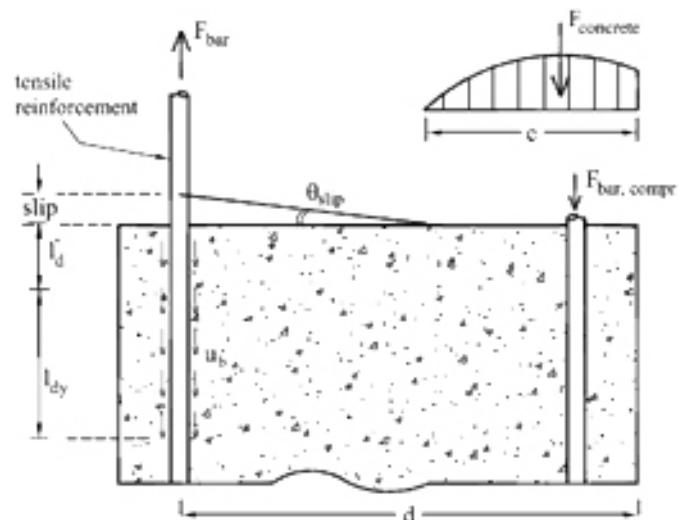
Induce la formazione di fessure inclinate rispetto all'orizzontale per cui sulle barre di armatura che attraversano queste fessure si ha un incremento di tensione; inoltre, negli elementi tozzi potrebbe generare delle deformazioni confrontabili con quelli generati dalla flessione.

Yield penetration

Si verifica alla base dell'elemento e comporta un graduale trasferimento degli sforzi dalle barre di armatura al calcestruzzo lungo la lunghezza di ancoraggio.

L'accumulo di deformazioni differenziali tra le barre e il calcestruzzo induce uno scorrimento in corrispondenza dell'interfaccia per cui l'ipotesi di perfetta aderenza non è soddisfatta. Alla base dell'elemento si forma una fessura e pertanto si ha un incremento di rotazione in testa.

Questo fenomeno è tanto maggiore quanto più è grande il diametro della barra poiché queste necessitano di una lunghezza di ancoraggio maggiore.



Duttilità dell'elemento

Rotazione alla corda di collasso

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} (\theta_y + \theta_p) = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L_v} \right) \right] \quad (\text{DM2008 C8 A.6})$$

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

$\gamma_{el} \geq 1$

Coefficiente di sicurezza

$\gamma_{el} = 1,5$ per elementi primari

$\gamma_{el} = 1$ per elementi secondari

Per l'utilizzo di questa formula è necessario il calcolo della **curvatura ultima** ϕ_u e quello della **lunghezza di cerniera plastica** L_p .

Duttilità dell'elemento

Formula sperimentale alternativa (NTC 2018 C8.7.2.3.2.)

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_e} 0.016(0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega') f_c}{\max(0.01; \omega)} \right]^{0.225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100 \rho_d})$$

travi e pilastri
pareti dividere per 1.6

forza assiale confinamento armature diagonali

$$v = N/(A_c f_c)$$

Sforzo assiale di compressione normalizzato

$$\omega = A_s f_y / (A_c f_c)$$

Percentuali meccaniche di armatura longitudinale

$$\omega' = A'_s f_y / (A_c f_c)$$

$$\rho_{sx} = A_{sx} f_y / (b_w s_h)$$

Percentuale di armatura trasversale (s_h = passo delle staffe in zona critica)

$$\rho_d$$

Percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0} \right)$$

Fattore di efficienza del confinamento ($a=0$ se le staffe non sono ancorate nel nucleo confinato)

b_0 e h_0 dimensioni del nucleo confinato e b_i distanza tra barre longitudinali trattenute da staffe o ganci

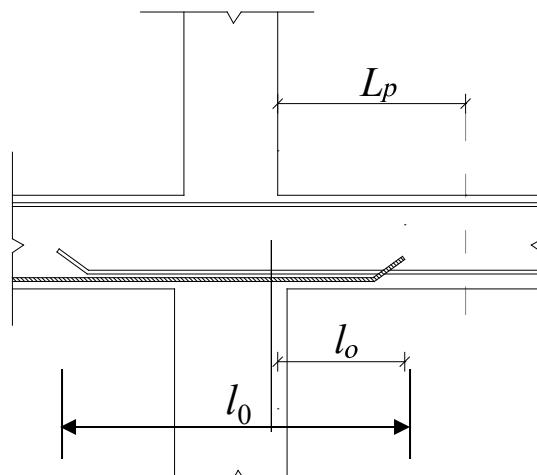
Duttilità dell'elemento

La normativa prevede dei coefficienti riduttivi da applicare alla precedente formula per tenere conto dei particolari costruttivi (DM2018 C8.7.2.3.2):

- in assenza di adeguati dettagli di tipo antismico, ossia con percentuali di armatura trasversale e longitudinale diversa dalle indicazioni riportate per la progettazione di nuove ostruzioni, **il valore della θ_u deve essere ridotto tramite il coefficiente moltiplicativo 0,85**.
- sovrapposizioni in corrispondenza delle regioni plastiche:

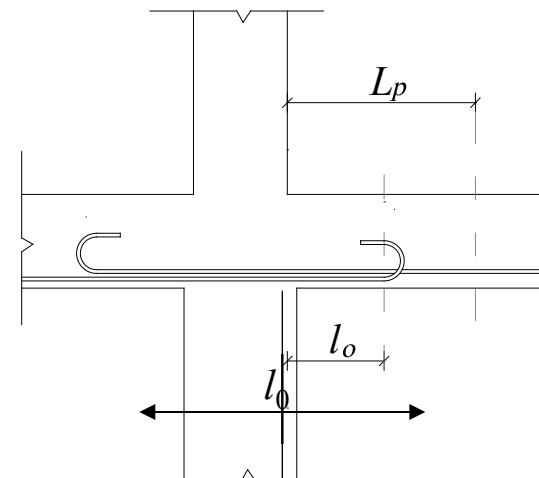
Barre Nervate

Il valore della θ_u deve essere moltiplicato per
 $0.025 \times \min(40, l_0/d_{bl})$



Barre Lisce

Il valore della θ_u deve essere moltiplicato per
 $0.02 \times [10 + \min(40, l_0/d_{bl})]$

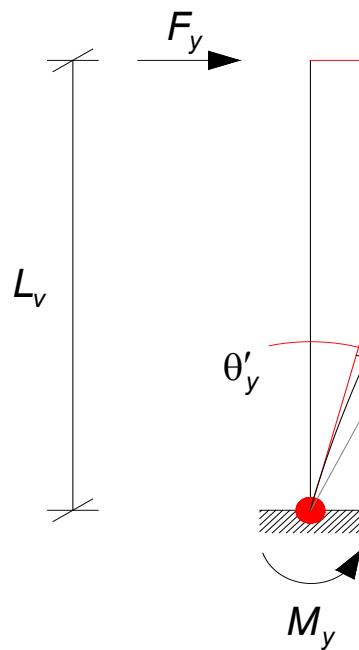


In assenza di ganci
il valore di θ_u deve essere posto uguale a 0

Duttilità dell'elemento

Cerniere plastiche: legami M-θ

I legami costitutivi delle cerniere, momento-rotazione alla corda, devono caratterizzare il comportamento deformativo delle cerniere plastiche sulle quali **si concentrano tutte le non linearità degli elementi strutturali**.



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

$$\theta'_y = \theta_y - \phi_y \frac{L_v}{3}$$

Rotazione alla corda legata alla deformazione elastica dell'elemento

La componente della rotazione legata alla deformazione flessionale $\phi_y \frac{L_v}{3}$ non è inclusa nei legami costitutivi delle cerniere, generalmente rigido-plastici. Tale contributo è già valutato dal programma di calcolo al di là delle cerniere. Per tener conto, invece, della deformazione dovuta agli effetti locali (θ'_y) è necessario variare il legame costitutivo.

Duttilità dell'elemento

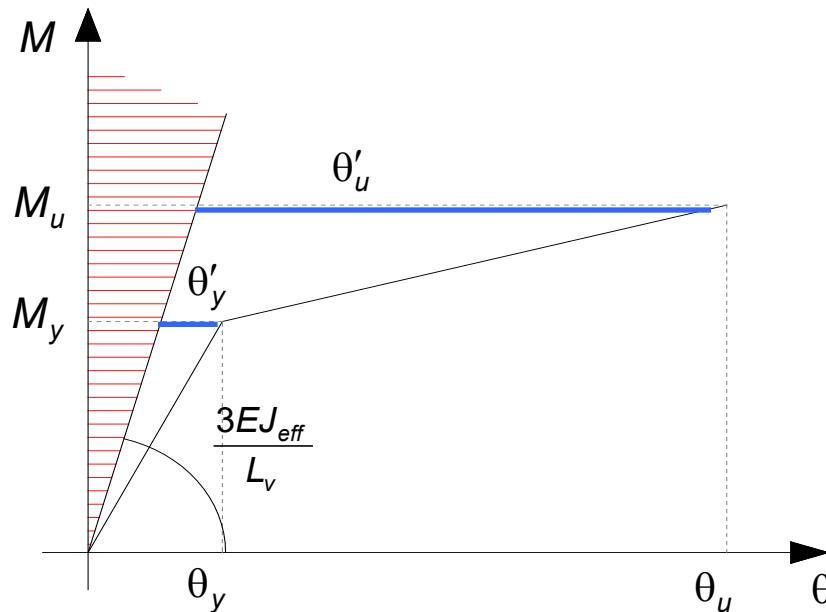
La deformazione elastica degli elementi è funzione del modulo elastico che gli viene assegnato.

Per ogni sezione è possibile definire la capacità deformativa in termini di legame momento-curvatura; di conseguenza è possibile stimare la rigidezza effettiva di ognuna di esse dalla relazione:

$$EJ_{\text{eff}} = \frac{M_y}{\phi_y} \quad \text{Modulo elastico da legami momento-curvatura}$$

$$\left(\phi = \frac{M}{EJ_{\text{eff}}} \right)$$

Le rotazioni alla corda da definire nel legame della cerniera plastica valgono:

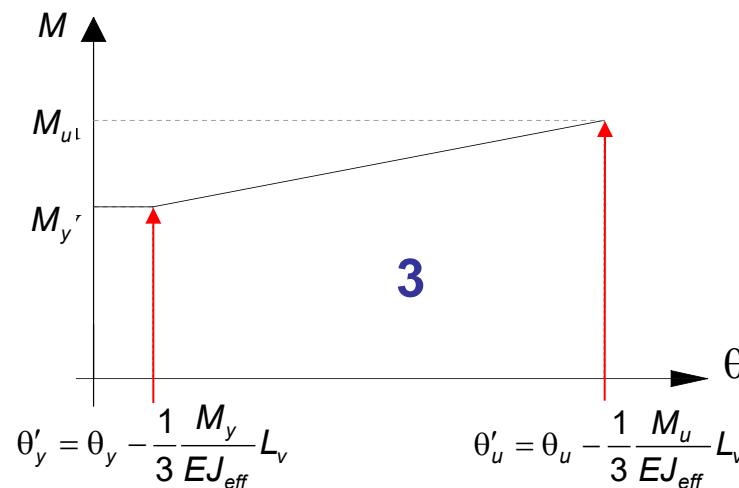
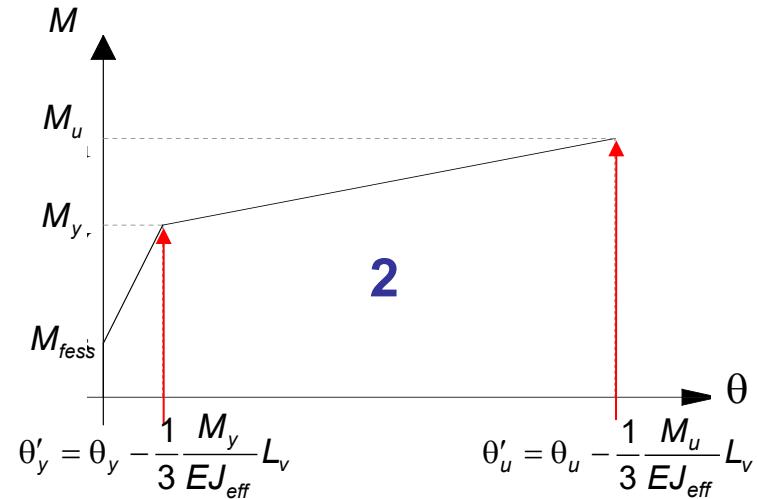
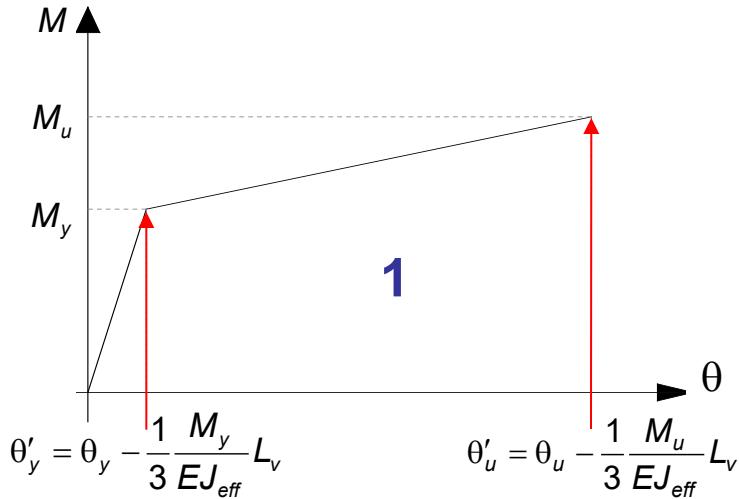


$$\theta'_u = \theta_u - \frac{1}{3} \frac{M_u}{EJ_{\text{eff}}} L_v$$

$$\theta'_y = \theta_y - \frac{1}{3} \frac{M_y}{EJ_{\text{eff}}} L_v$$

Duttilità dell'elemento

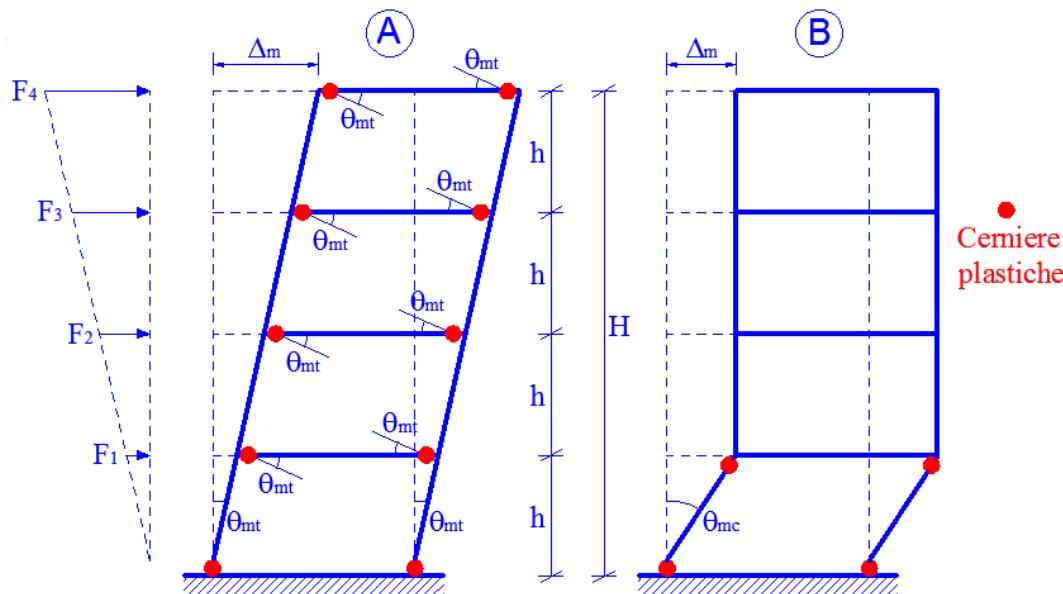
Alla luce di quanto detto, i legami costitutivi delle cerniere possono essere definiti come segue:



Nel caso di sezioni non simmetriche la capacità di **rotazione alla corda** a snervamento θ_y ed ultima θ_u devono essere valutate per **entrambe le direzioni di analisi**, poiché fortemente influenzate dal valore dell'altezza della sezione h .

Duttilità di struttura

Negli edifici esistenti il comportamento duttile non è garantito e quindi deve essere valutato con un'analisi di tipo non lineare e successiva valutazione di sicurezza in base alla resistenza e duttilità riscontrata.



La soluzione A risulta migliore della B in quanto, a parità di massimo spostamento raggiunto in sommità dalla struttura Δ_m (e quindi di richiesta di duttilità globale), le rotazioni delle cerniere plastiche (e quindi la duttilità locale) sono minori: infatti nel primo caso le cerniere plastiche hanno una rotazione $\theta_{mt} = \Delta_m/H$ inversamente proporzionale all'altezza totale dell'edificio, mentre nel secondo caso le cerniere hanno una rotazione $\theta_{mc} = \Delta_m/h$ inversamente proporzionale all'altezza h del primo piano.

Introduzione

Non linearità edifici a telaio in c.a.

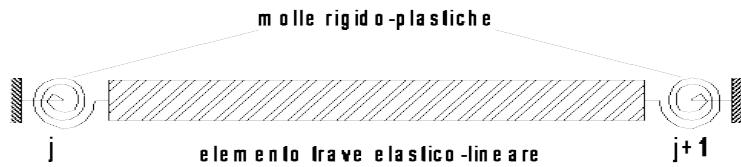
Modellazione

Analisi

Valutazione della sicurezza

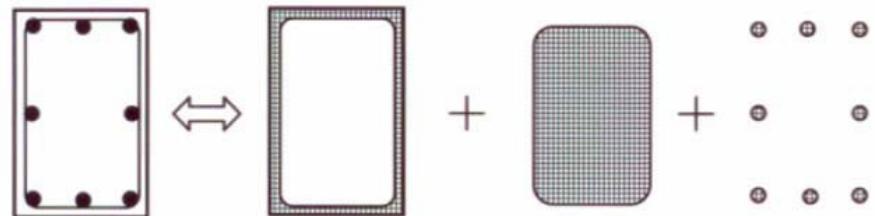
Modelli a plasticità concentrata e diffusa

Modelli a plasticità concentrata



- Implicano l'assunzione della posizione della formazione delle plasticizzazioni
- Ridotto costo computazionale
- Possibilità di tener conto anche se in modo indiretto di fenomeni quali lo "Yield penetration" e la "fessurazione a taglio"

Modelli a plasticità diffusa (a fibre)

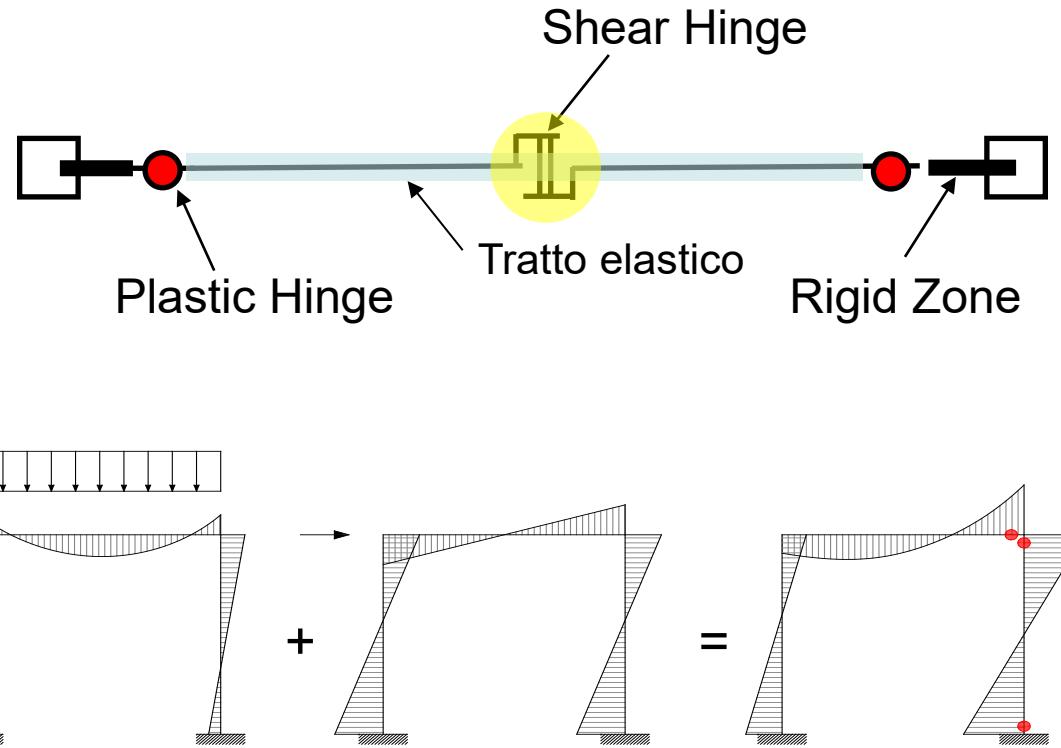
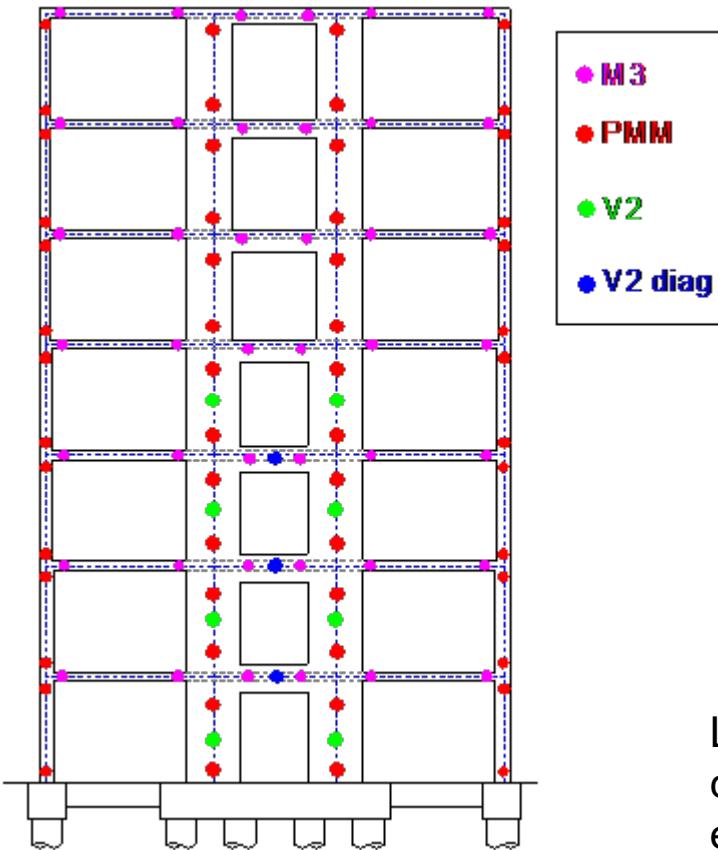


- Non linearità diffusa
- Il comportamento dell'elemento dipende dai legami costitutivi dei materiali costituenti

I modelli a plasticità concentrata sono i più diffusi anche perché di più semplice utilizzo. I modelli a plasticità diffusa sono più sofisticati ma non necessariamente migliori poiché non consentono di tener conto delle deformazioni legate agli effetti locali.

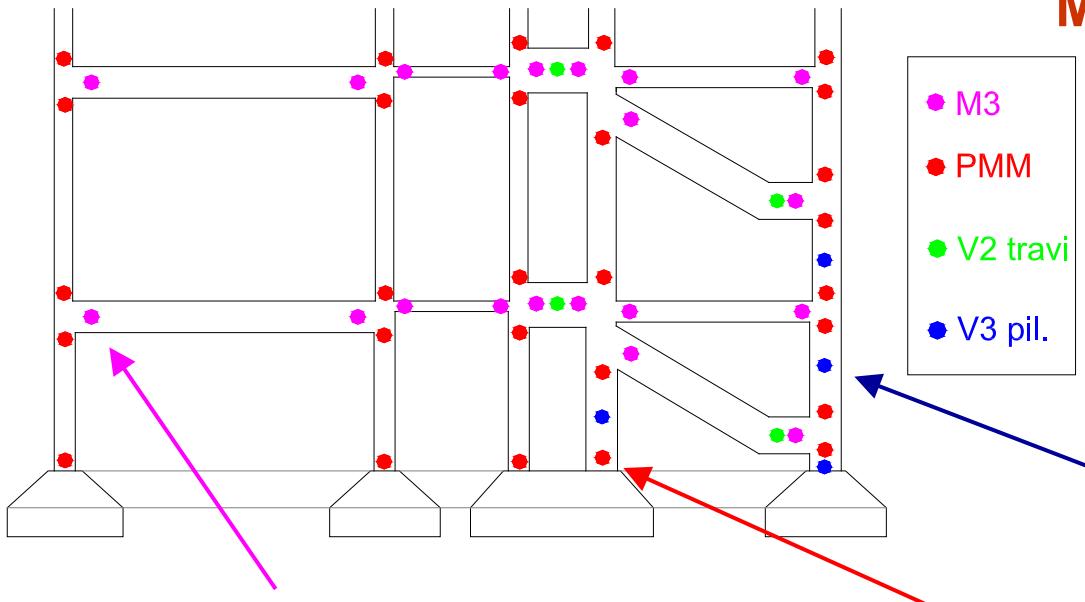
Modelli a plasticità concentrata

Le cerniere plastiche rappresentano le zone degli elementi strutturali dove viene concentrato il comportamento anelastico; al di fuori di tali zone gli elementi rimangono in campo elastico. I legami costitutivi delle cerniere possono descrivere diversi fenomeni (comportamento flessionale, pressoflessionale, a taglio, etc.).



Le sollecitazioni indotte dal sisma insieme a quelle dei carichi verticali impegnano maggiormente le zone di estremità di travi e pilastri, dove si assume avvenga la formazione delle cerniere (flessionali).

Modelli a plasticità concentrata



Frame Hinge Property Data for V3-Pil60x35 - Shear V3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E	-0.4	-0.02
D	-0.4	-0.0075
C	-1	-0.0075
B	-1	0
A	0	0
B	1,	7.500E-03
C	1,	7.500E-03
D	0.4	0.02
E	0.4	0.02

Type

Force - Displacement
 Stress - Strain
 Hinge Length
 Relative Length

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF Positive Negative
 Use Yield Disp Disp SF Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	4.000E-03	
Life Safety	6.000E-03	
Collapse Prevention	7.500E-03	

Show Acceptance Criteria on Plot

OK **Cancel**

Frame Hinge Property Data for 161H1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-0.2	-0.045
D	-0.2	-0.03
C	-1,	-0.03
B	-1,	0,
A	0,	0,
B	1,	0,
C	1.1	0.02
D	0.2	0.02
E	0.2	0.03

Type

Moment - Rotation
 Moment - Curvature
 Hinge Length
 Relative Length

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF Positive Negative
 Use Yield Rotation Rotation SF Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	5.000E-03	-5.000E-03
Life Safety	0.01	-0.01
Collapse Prevention	0.02	-0.03

Show Acceptance Criteria on Plot

OK **Cancel**

P-M2-M3 Interaction Surface Definition for 22H1

Edit

User Interaction Surface Options

Circular Symmetry
 Doubly Symmetric about M2 and M3
 No Symmetry

Number of Curves: 16
 Number of Points on Each Curve: 11

Interaction Curve Data

Point	P	M2	M3
1	-1,	0,	0,
2	-0.9387	0.118	0.0998
3	-0.8723	0.2354	0.1972
4	-0.7677	0.3731	0.3159
5	-0.6219	0.511	0.434
6	-0.4299	0.616	0.5213
7	-0.2106	0.611	0.5131
8	-0.0224	0.4977	0.4134
9	0.123	0.3226	0.2719
10	0.2277	0.1307	0.1115
11	0.2835	0,	0,

Include Scale Factors in Plots KN, m, C

First and Last Points (Same for All Curves)

Point	P	M2	M3
1	-1,	0,	0,
11	0.2835	0,	0,

Interaction Surface Requirements - No Symmetry

1. A minimum of 8 P-M2-M3 curves are specified.
2. P (tension positive) increases monotonically.
3. Each curve must be convex and the interaction surface as a whole must be convex (no dimples in surface).

3D Plot

Plan: 315
 Elevation: 25
 Aperture: 0
 Show All Lines
 Hide P Direction Lines
 Hide M2-M3 Lines
 Highlight Current Curve

3D: MM PM3 PM2

OK **Cancel**

Modelli a plasticità concentrata

Cerniera flessionale "M" (Travi)

Esempio di modellazione di una cerniera "M" con l'utilizzo del SAP 2000

Frame Hinge Property Data for 10H1 - Moment M3

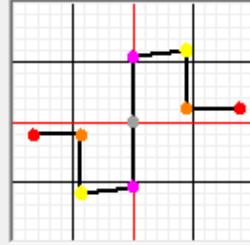
Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0,2	-0,0462
D-	-0,2	-0,0241
C-	-1,1	-0,0241
B-	-1,	0,
A	0,	0,
B	1,	0,
C	1,1	0,025
D	0,2	0,025
E	0,2	0,05

Type

Moment - Rotation
 Moment - Curvature
 Relative Length



Symmetric

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF 117,0311	183,826
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation (Steel Objects Only)	Rotation SF 1,	1,

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
<input checked="" type="checkbox"/> Immediate Occupancy	0,01	-9,054E-03
<input type="checkbox"/> Life Safety	0,02	-0,0181
<input type="checkbox"/> Collapse Prevention	0,025	-0,0241

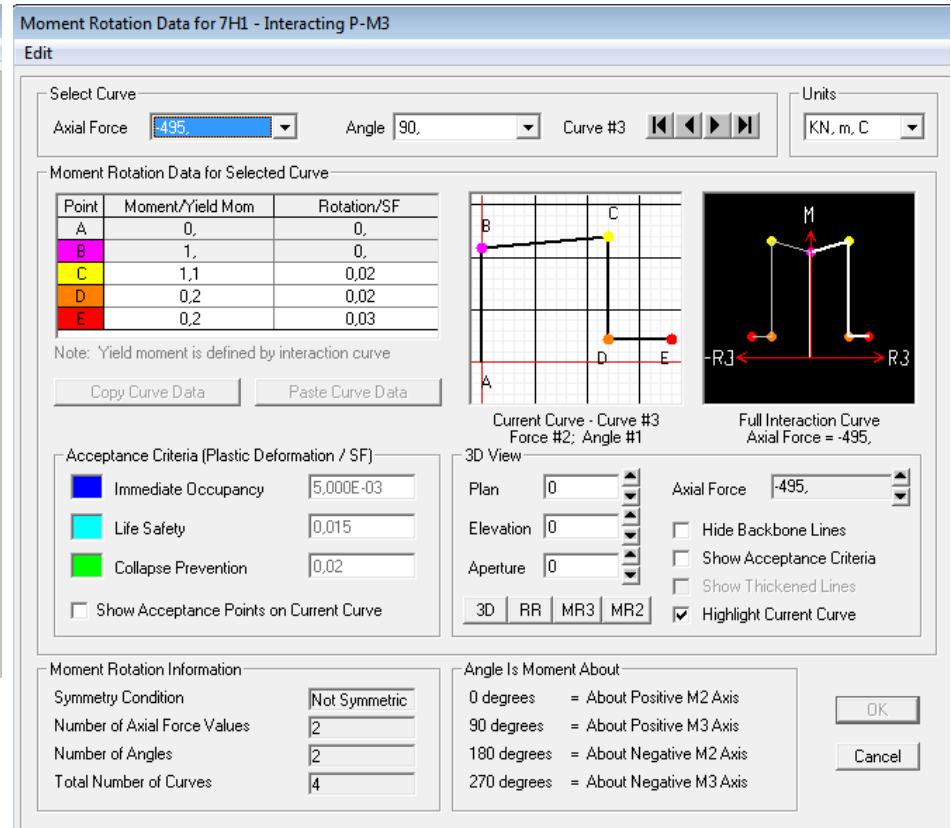
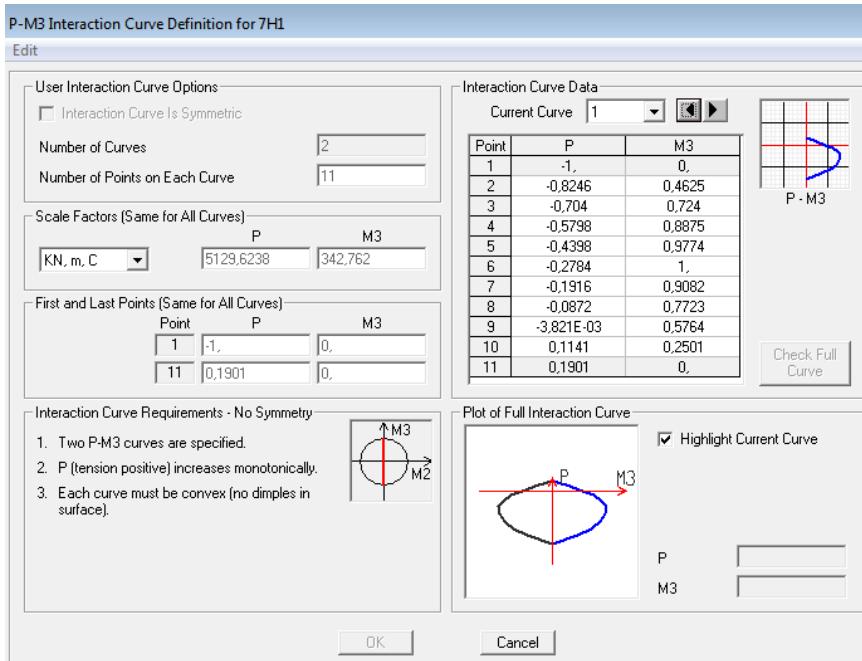
Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Modelli a plasticità concentrata

Cerniera presso/tenso-flessionale “P-M-M” (Pilastri)

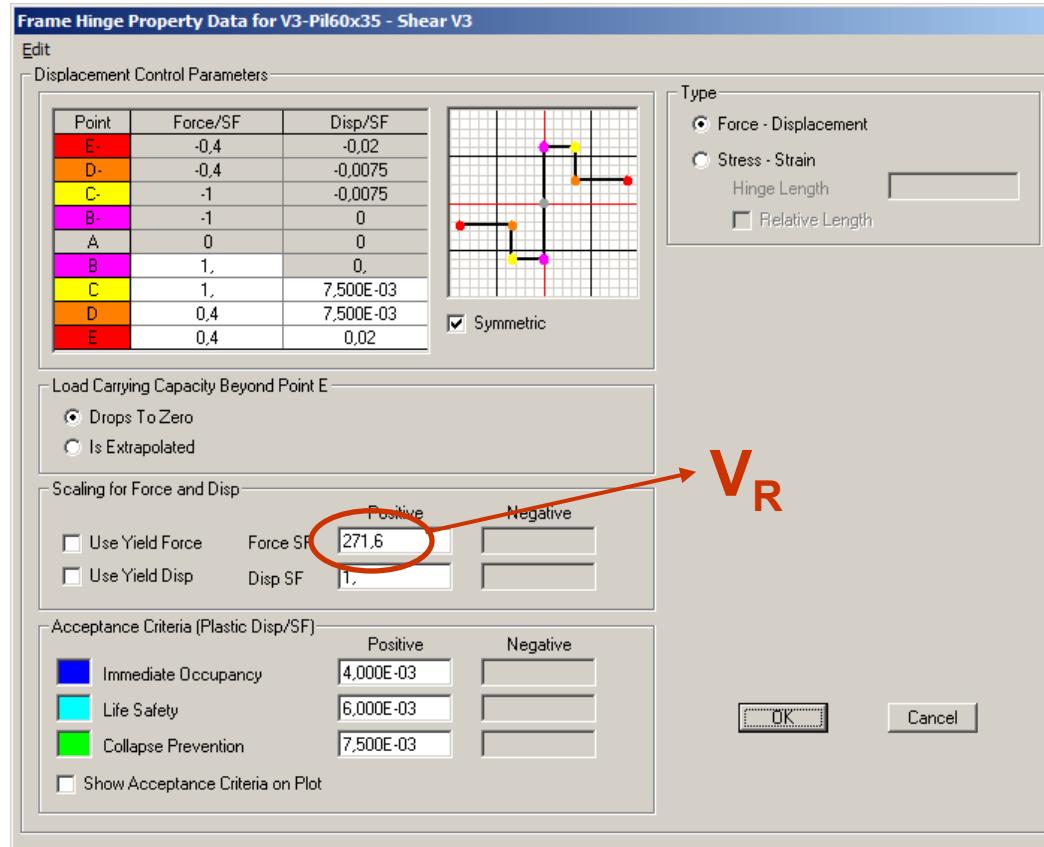
Esempio di modellazione di una cerniera “P-M-M” con l'utilizzo del SAP 2000



Modelli a plasticità concentrata

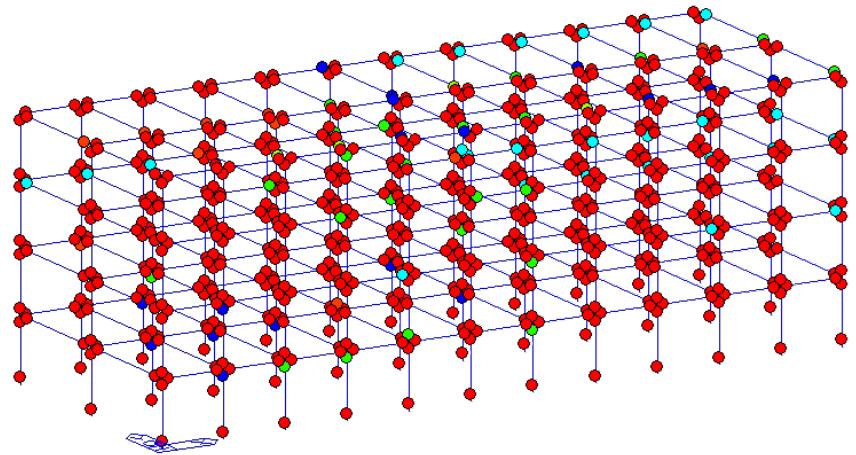
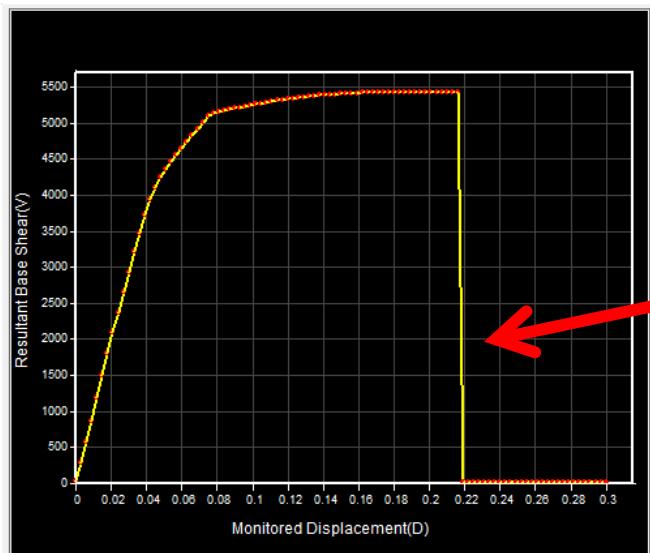
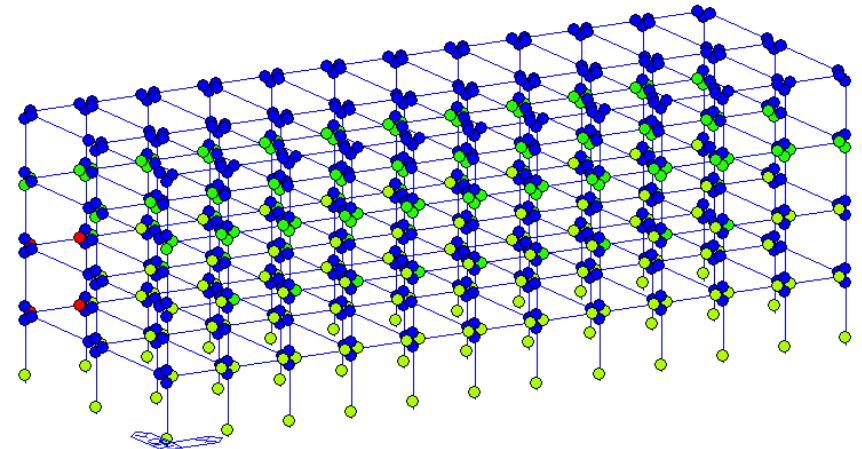
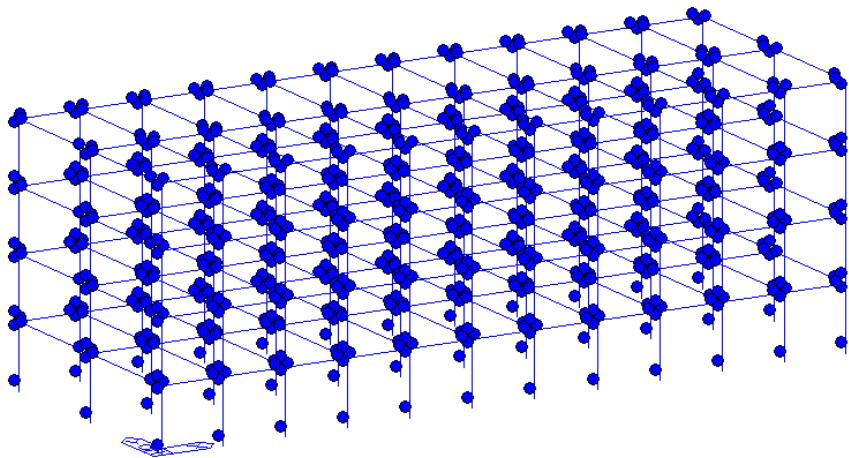
Cerniera a taglio "V"

Il comportamento di una cerniera plastica a taglio viene definito mediante un legame generalizzato forza-deformazione (nel dettaglio **forza-spostamento**). Le cerniere a taglio comunque possono avere, seppur modesta, una certa duttilità (cioè una capacità di spostamento a taglio ultimo). Si pensi ad esempio sui pilastri l'**effetto spinotto** fornito dalle armature longitudinali.



Modelli a plasticità concentrata

Esempio: posizionamento cerniere “M” e “P-M-M”

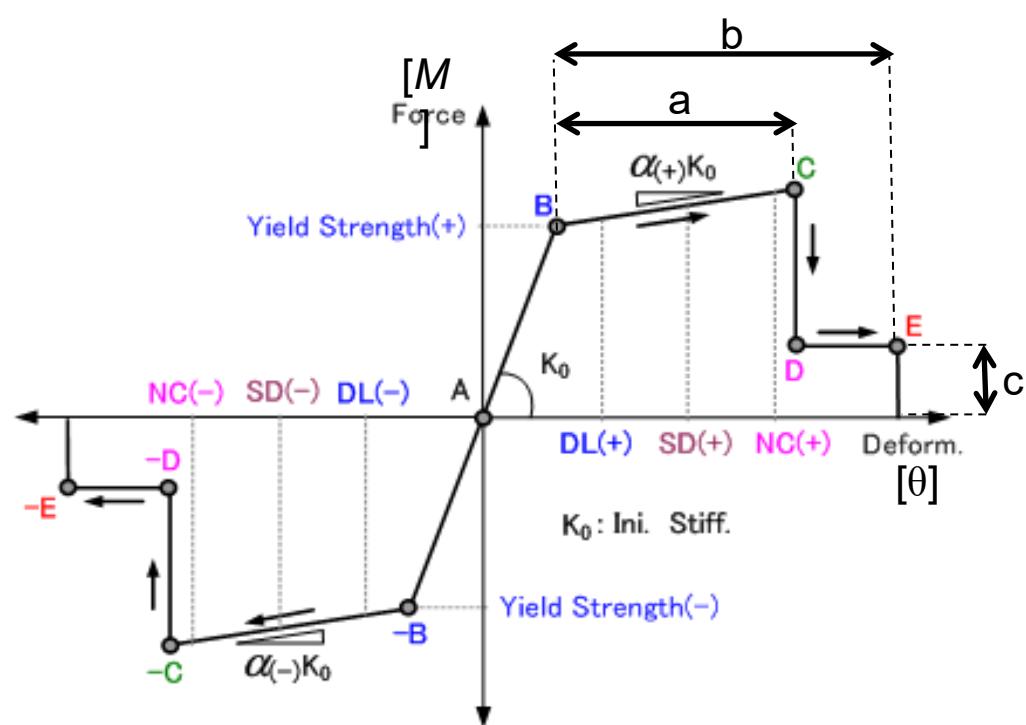


Modelli a plasticità concentrata

Legami momento – rotazione delle cerniere plastiche da normativa

Il comportamento di una cerniera plastica (flessionale e/o presso-flessionale) viene definito mediante un legame generalizzato forza-deformazione (nel dettaglio **momento-rotazione**):

L'EC8, e di conseguenza le NTC 2008, permettono di costruire tale diagramma in funzione dei valori a snervamento e ultimi di momento e rotazione alla corda ($M_y M_u \theta_y \theta_u$).



a: rotazione della cerniera plastica che si sviluppa all'estremità del componente dal superamento dello snervamento (B) e per tutta la fase di incrudimento (B-C);

b: rappresenta la rotazione plastica a rottura (E), considerando anche la deformazione che si sviluppa dopo la degradazione della resistenza del componente ($D-E$);

c: indica il rapporto tra la resistenza residua e quella iniziale del componente.'

Le FEMA 356 (direttive americane) contengono tabulati i valori dei parametri **a**, **b** e **c** in funzione di alcune quantità.

Introduzione

Non linearità edifici a telaio in c.a.

Modellazione

Analisi

Valutazione della sicurezza

Riferimenti normativi

Riferimenti normativi (NTC 2018 § 7.3.4.2)

7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA

L'analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare.

Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a detto sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forza d'inerzia aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrini). Vanno considerati anche punti di controllo alternativi, come le estremità della pianta dell'ultimo livello, quando sia significativo l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni.

Il diagramma $F_b - d_c$ rappresenta la curva di capacità della struttura.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:

distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,

distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;

- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a $1,3 T_C$.

Riferimenti normativi

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- c) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.



Gruppo 1 – Distribuzioni principali

- distribuzione proporzionale alla forze statiche (analisi statica lineare), applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni **proporzionale alla forma del modo di vibrare**, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a Tc.

Gruppo 2 – Distribuzioni secondarie

- a) **distribuzione uniforme di forze**, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) **distribuzione adattiva**, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

Metodi alternativi

Metodi uni-modali e multi-modali

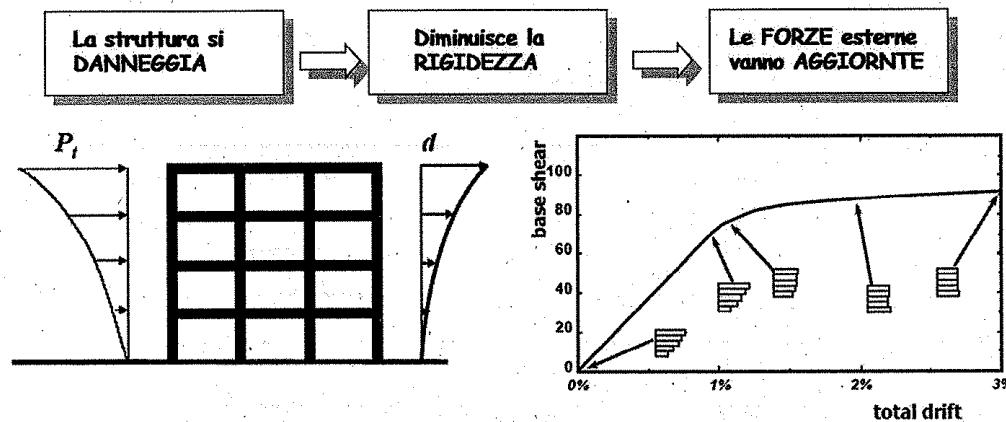
Il vettore di forma può essere unico o una combinazione lineare di vettori forma fra loro ortogonali. Nel primo caso spesso si adotta la prima forma modale; con i **metodi multi-modali** si può tener conto dei **modi superiori** (quando sono rilevanti). I profili uni-modali possono portare a risultati scadenti nel caso di *strutture molto alte o irregolari* per le quali spesso il profilo di deformazione o di forze inerziali è significativamente diverso da quello associato al primo modo.

La norma prescrive di eseguire separatamente due analisi pushover **considerando almeno due profili di carico che possano inviluppare la distribuzione di forze inerziali in modo da sopperire alla scarsa approssimazione fornita dai metodi uni-modali**.

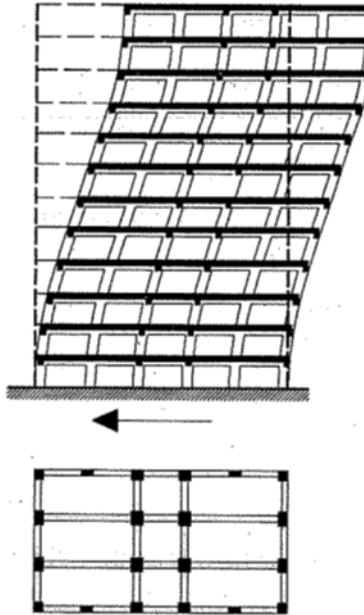
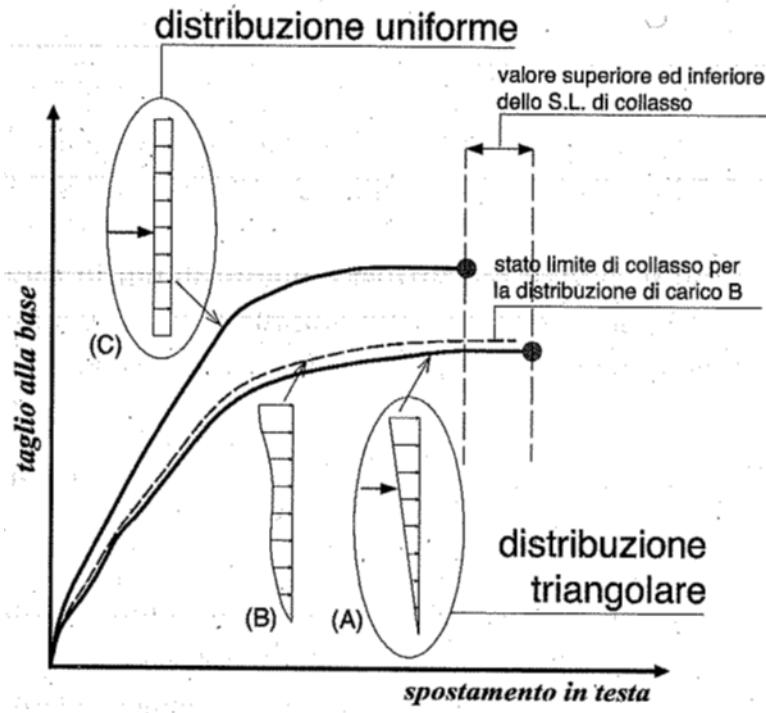
Secondo l'**EC8**, analisi pushover con l'impiego di due modelli di forze laterali, sono applicabili solo ad edifici regolari in elevazione, con $T < 2s$ e $T < 4T_C$; altrimenti suggerisce l'uso dell'analisi dinamica non lineare o della modal pushover (multi-modali).

Metodo adattivo

Il vettore di forma viene modificato in funzione del livello di deformazione e delle mutate caratteristiche del sistema (resistenza e rigidezza)



Riferimenti normativi



In generale, il pushover:

- fornisce migliori risultati per strutture a telaio con periodi bassi e medio-bassi;
- buoni risultati anche nel caso di strutture irregolari se ben progettate;
- fornisce risultati migliori con una distribuzione triangolare inversa che con distribuzione uniforme che risulta più adatta solo in casi particolari (es: strutture a piano pilotis).

C8.7.2.2.3 Analisi statica non lineare

Tale metodo di analisi si applica con le modalità indicate al § 7.3.4.1 delle NTC, con le limitazioni della Tabella C8.5.IV.

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili sia fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale eseguita utilizzando i valori medi delle proprietà dei materiali.

La verifica degli elementi "duttili" è eseguita confrontando la domanda in termini di deformazioni ottenuta dall'analisi con la relativa capacità.

Procedimento pratico

Casi di spinta

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una **eccentricità accidentale** rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.

Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

- | | |
|------------------|------------------|
| 1. PushmassaX+TP | 9. PushmodeX+TP |
| 2. PushmassaX+TN | 10. PushmodeX+TN |
| 3. PushmassaX-TP | 11. PushmodeX-TP |
| 4. PushmassaX-TN | 12. PushmodeX-TN |
| 5. PushmassaY+TP | 13. PushmodeY+TP |
| 6. PushmassaY+TN | 14. PushmodeY+TN |
| 7. PushmassaY-TP | 15. PushmodeY-TP |
| 8. PushmassaY-TN | 16. PushmodeY-TN |

Pushmassa: distribuzione di forza proporzionale alle masse;

Pushmode: distribuzione di forza proporzionale al modo di vibrare fondamentale nella direzione di analisi;

X, Y: direzione di spinta;

+, -: verso di spinta (in relazione al sistema di riferimento globale del modello strutturale);

TP: torcente positivo accidentale associato alla spinta orizzontale (definito con riferimento all'asse z del sistema globale del modello strutturale).

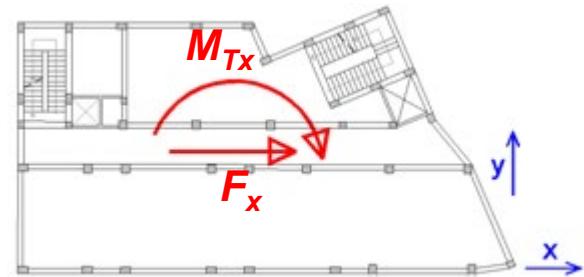
TN: torcente negativo accidentale associato alla spinta orizzontale (definito con riferimento all'asse z del sistema globale del modello strutturale).

Determinazione dei torcenti di piano

Push-massa

Per ogni singolo piano, il momento torcente viene determinato assegnando un'eccentricità alla forza d'inerzia complessiva del piano, ottenuta moltiplicando la massa di piano (concentrata nel baricentro di piano nell'ipotesi di validità di impalcato rigido) per l'accelerazione di gravità g . Tale eccentricità può essere assunta pari al 5% della lunghezza del lato dell'edificio ortogonale alla direzione di spinta considerata.

$$M_{Tx_i} = \pm F_i \cdot e_{y_i} \quad M_{Ty_i} = \pm F_i \cdot e_{x_i}$$



Push-modo

Per ogni singolo piano, il momento torcente viene determinato assegnando un'eccentricità alla forza d'inerzia, quest'ultima ottenuta effettuando un'analisi statica equivalente. Tale eccentricità può essere assunta pari al 5% della lunghezza del lato dell'edificio ortogonale alla direzione di spinta considerata.

Analisi Statica Equivalente

NTC 2008 § 7.3.3.2

$$\rightarrow F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j \rightarrow$$

$$M_{Tx_i} = \pm F_i \cdot e_{y_i}$$

$$M_{Ty_i} = \pm F_i \cdot e_{x_i}$$

Introduzione

Non linearità edifici a telaio in c.a.

Modellazione

Analisi

Valutazione della sicurezza

Riferimenti normativi

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento **ai soli SLU**; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

NTC § 8.7 e circolare C8.7.2: costruzioni in c.a. o in acciaio

Gli elementi che contribuiscono alla capacità sismica sono definiti **primari**.

Differentemente dalle nuove costruzioni, alcuni elementi considerati non strutturali, ma comunque dotati di resistenza non trascurabile (come ad esempio le tamponature robuste), o anche strutturali, ma comunemente non presi in conto nei modelli (come ad esempio i travetti di solaio nel comportamento a telaio della struttura), **possono essere presi in conto nelle valutazioni di sicurezza globali della costruzione, a condizione che ne sia adeguatamente verificata la loro efficacia.**

Gli **elementi non strutturali** e gli **elementi strutturali secondari** devono soddisfare i requisiti riportati nel § 7.2.3 delle NTC.

La norma prescrive di fatto che devono essere adeguati anche gli elementi strutturali secondari o gli elementi non strutturali

Requisiti di sicurezza

Nelle costruzioni esistenti in cemento armato o in acciaio soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere “duttili” o “fragili”.

I meccanismi **duttili** possono essere attivati in maniera diffusa su tutta la costruzione, oppure in maniera non uniforme, ad esempio localizzandosi in alcune parti critiche o su un unico piano. La plasticizzazione di un elemento o l'attivazione di un meccanismo duttile in genere **non comportano il collasso della struttura**.

I meccanismi **fragili** possono localizzarsi in qualsiasi punto della struttura e **possono determinare il collasso dell'intera struttura**.

I meccanismi “**duttili**” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente **capacità in termini di deformazione**.

I meccanismi “**fragili**” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente **capacità in termini di resistenza**.

Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

- “**duttili**”: travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- “**fragili**”: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi;

In caso di pilastri soggetti a valori di sforzo normale particolarmente elevato va presa in considerazione la possibilità di comportamento fragile.

Verifica degli elementi duttili

Stato limite di esercizio

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo snervamento (θ_y) può essere valutata mediante:

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

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.002 \left(1 - 0.125 \frac{L_v}{h} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{pareti}$$

dove:

ϕ_y curvatura a snervamento della sezione terminale

h altezza della sezione

d_b diametro (medio) delle barre longitudinali

f_c, f_y resistenza a compressione del calcestruzzo e a snervamento dell'acciaio longitudinale in [MPa], ottenute come media delle prove eseguite in situ e da fonti aggiuntive di informazione, **divise per il fattore di confidenza** appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

Stato limite di salvaguardia della vita

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda a tale Stato limite (θ_{SD}) può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo θ_u .

Stato limite di collasso

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda in condizioni di collasso θ_u può essere valutata mediante formule di comprovata validità, come quelle di seguito riportate:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} (\theta_y + \theta_p) = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L_v} \right) \right]$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_e} 0.016 (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega') f_c}{\max(0.01; \omega)} \right]^{0.225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \left(1.25^{100 \rho_d} \right)$$

Verifica degli elementi fragili

Travi e pilastri

La resistenza a taglio si valuta come per il caso di nuove costruzioni per **situazioni non sismiche**, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio.

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio, dove gli elementi resistenti sono le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti $1 \leq \operatorname{ctg}\theta \leq 2.5$ (*Metodo θ variabile*).

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Red})$$

$$V_{Red} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

α_c coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

1 + σ_{cp}/f_{cd} per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$

1,25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$

2,5(1 - σ_{cp}/f_{cd}) per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Nodi trave-pilastro

La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i **nodi non interamente confinati** come definiti al § 7.4.4.3 delle NTC. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale. Per la verifica si possono adottare le seguenti espressioni:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g} \right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g} \right)^2} \right| \leq 0,3\sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ in MPa}) \quad \text{Resistenza a trazione}$$

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g} \right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g} \right)^2} \leq 0,5f_c \quad \text{Resistenza a compressione}$$

dove

- N azione assiale presente nel pilastro superiore
- V_n taglio totale agente sul nodo, considerando sia il taglio derivante dall'azione presente nel pilastro superiore, sia quello dovuto alla sollecitazione di trazione presente nell'armatura longitudinale superiore della trave
- A_g indica la sezione orizzontale del nodo

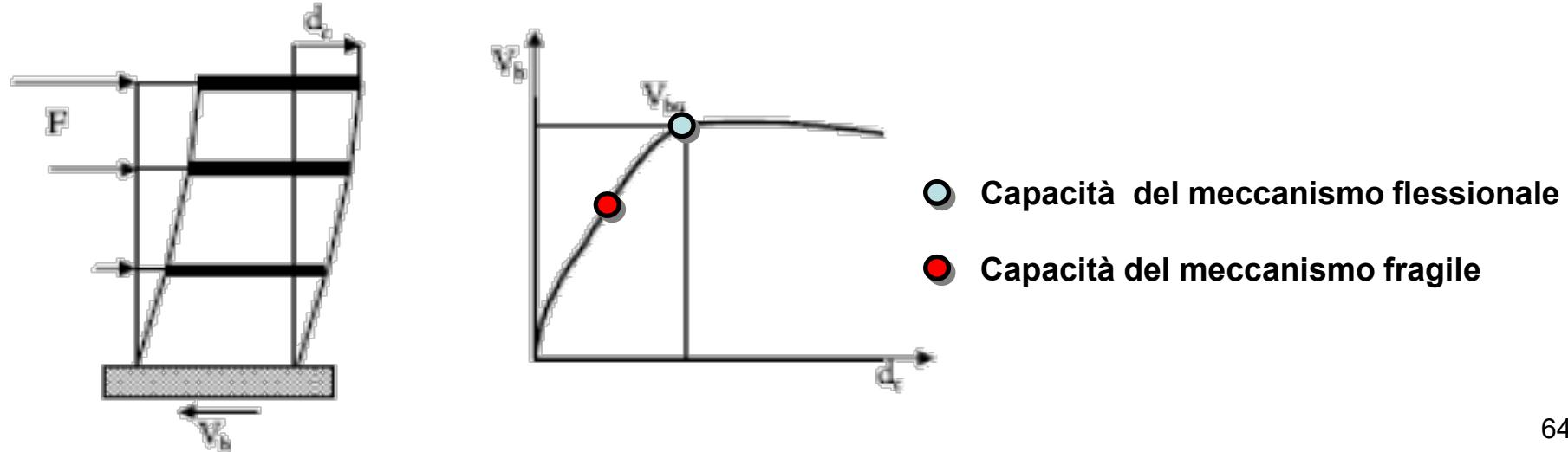
Obiettivo prestazionale

La curva di pushover rappresenta la **capacità** della struttura, che dovrà essere poi confrontata con la **domanda** richiesta dall'azione sismica di progetto.

La verifica è condotta automaticamente sia per gli elementi duttili che fragili se sono modellate sia le cerniere a flessionali che a taglio, altrimenti vanno verificati a posteriori con le sollecitazioni relative ai vari step di analisi. La verifica dei nodi va fatta a posteriori.

Usualmente i software di calcolo consentono di monitorare per step successivi la capacità deformativa degli elementi duttili e le resistenze di quelli fragili. È possibile, perciò, determinare lo step (e quindi il relativo spostamento del punto controllo) per il quale le deformazioni o le forze superano le capacità o le resistenze degli elementi.

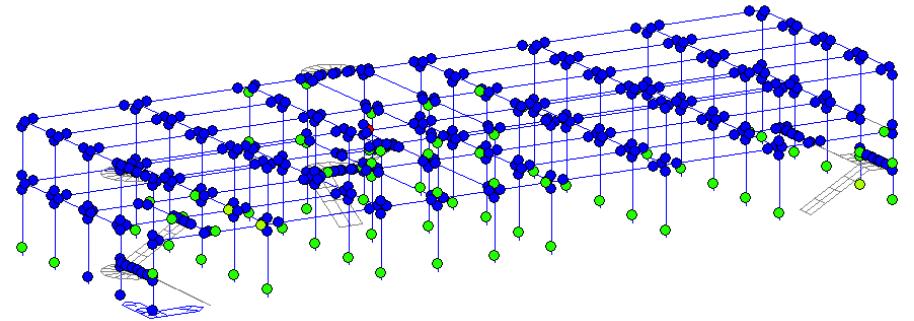
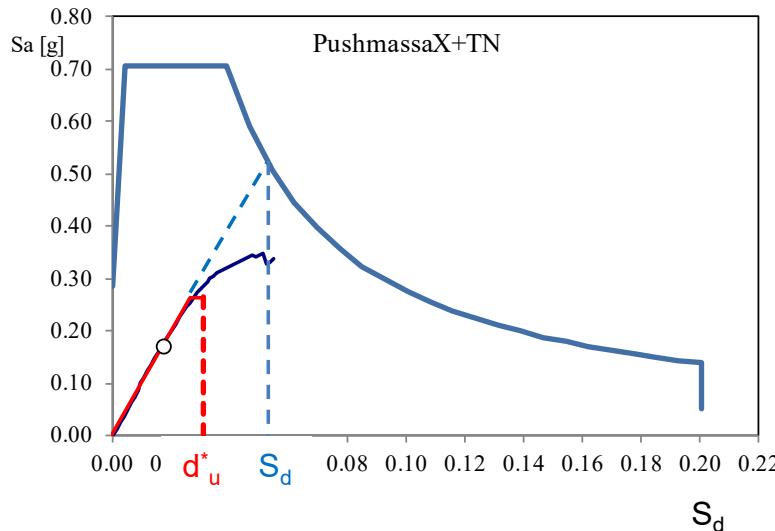
NB: l'efficacia degli eventuali piegati presenti nelle travi per la verifica va verificata in base alle sollecitazioni (ai veri step di analisi): se il taglio non cambia mai di segno all'aumentare degli step di carico (i carichi verticali rimangono prevalenti) possono essere considerati nelle verifiche, al contrario se il taglio cambia di segno (sisma prevalente, come nelle travi tozze).



Verifica globale – Metodo N2

Lo spostamento ultimo da normativa è fissato in corrispondenza di un **decremento del 15% del taglio alla base massimo F_{bu}** . Ma non sempre i software sono in grado di cogliere il ramo «softening» della curva di carico quindi va controllato «a mano» il raggiungimento della capacità del primo elemento o del primo gruppo di elementi

Il livello «prestazionale» dell'edificio esistente va scelto in base al tipo di intervento (globale e locale)



Ex: La capacità ultima della struttura (d^*_u) è governata dall'apertura della prima cerniera plastica e non dal raggiungimento del d^*_u a cui corrisponde $0.85 F_{bu}$.

Verifica globale – Metodo N2

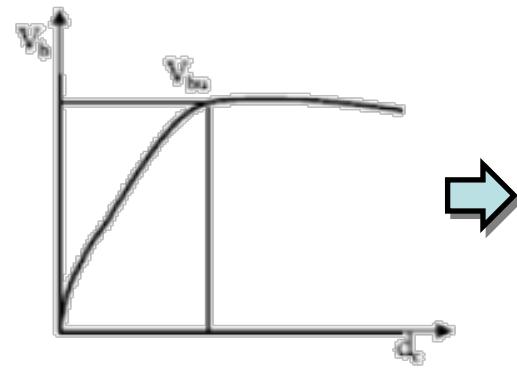
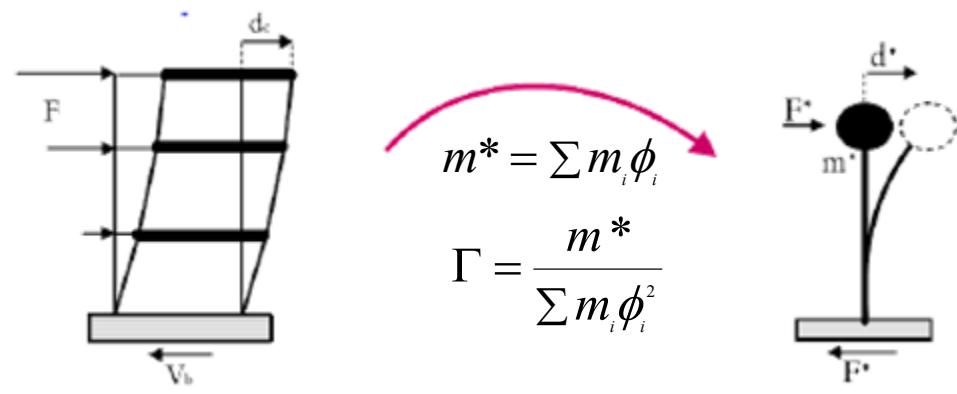
Metodo N2 (Fajfar 2000)

Il metodo N2 è il criterio proposto nelle NTC 2008 per la determinazione della capacità e della domanda. La sigla N2 indica che il metodo è non lineare (N) ed utilizza “2” modelli di calcolo della struttura (il modello MDOF e SDOF).

1° STEP

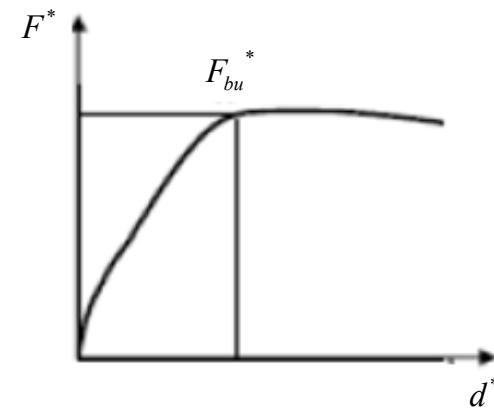
Il sistema strutturale reale (MDOF) deve essere associato a un **sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà** (SDOF).

Questo passaggio è necessario perché la domanda sismica per i vari stati limite è formulata in termini di spettro di risposta, che per definizione fa riferimento ad un oscillatore semplice. Questo avviene operativamente dividendo le ascisse e le ordinate della curva di capacità della struttura per il fattore Γ



$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$



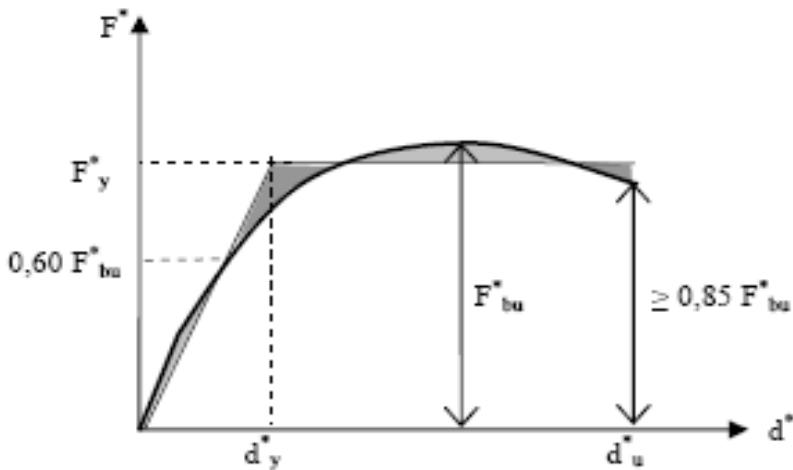
NB: il modo deve essere normalizzato rispetto all'ultimo piano $\phi_N=1$

Verifica globale – Metodo N2

2° STEP

Alla curva di pushover del sistema equivalente occorre sostituire una **curva bilineare** avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico (determinazione del comportamento bilineare equivalente). Il tratto elastico si individua imponendo il passaggio per il punto $0.6 F_{bu}^*$ (per le murature il punto diventa $0.7 F_{bu}^*$) della curva d capacità del sistema equivalente.

La forza di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* ; tale spostamento massimo corrisponde a una riduzione di resistenza $\leq 0.15 F_{bu}^*$.



d_u^* è il minore tra:

- $0.85 F_{bu}^*$
- spostamento in corrispondenza della NON verifica della prima cerniera plastica.

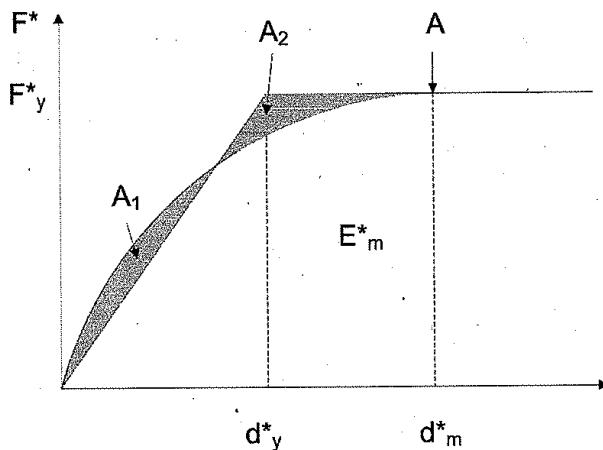
Verifica globale – Metodo N2

3° STEP

La curva di capacità bilinearizzata viene riportata nel piano ADRS (Acceleration-Displacement response spectrum), che ha in ordinata la pseudo-accelerazione spettrale (S_{ae}) e in ascissa lo spostamento relativo spettrale (S_{de}).

La curva di capacità sul piano ADRS può essere ottenuta semplicemente scalando le ordinate, ovvero i valori della forza F^* , per la massa partecipante m^* in modo da ottenere un'accelerazione.

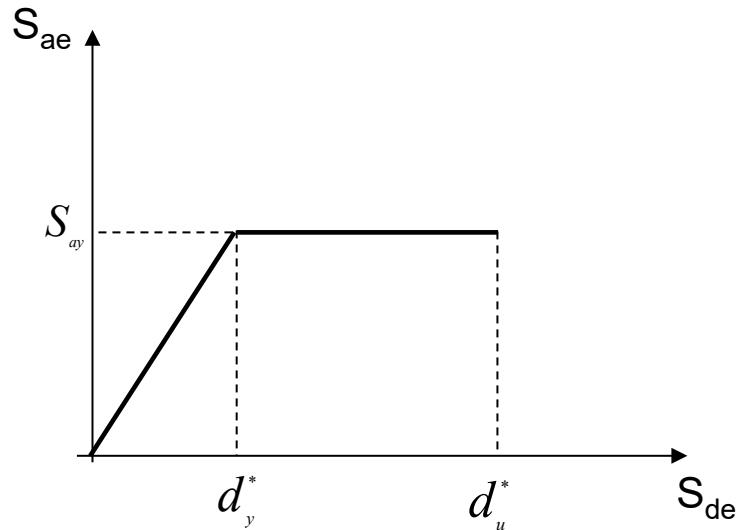
I valori in spostamento della curva dell'oscillatore elasto-plastico non necessitano, al contrario, di essere modificati.



$$S_{ae} = \frac{F^*}{m^*}$$

➡

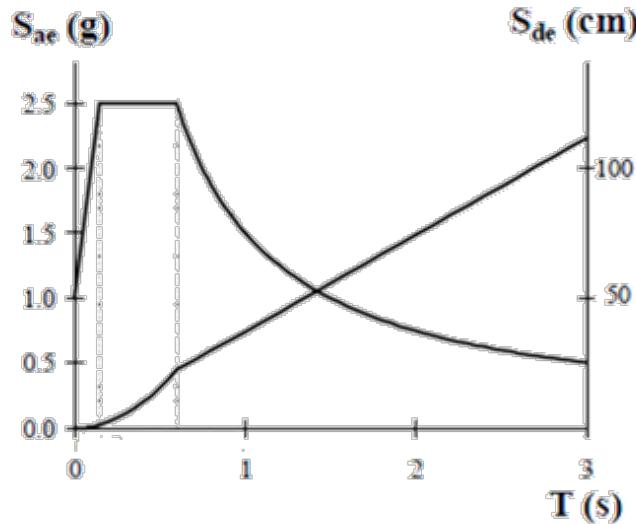
$$S_{de} = d^*$$



Verifica globale – Metodo N2

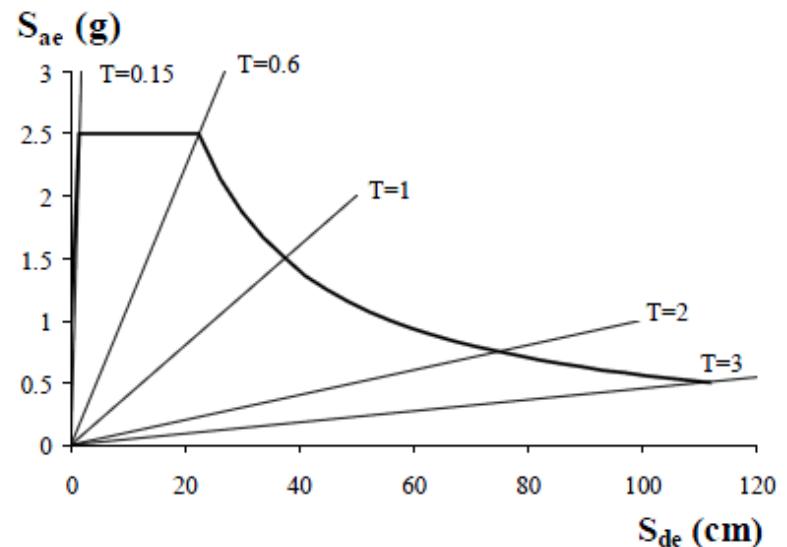
4° STEP

Si riporta la **curva di domanda**, rappresentata dallo spettro da normativa corrispondente allo stato limite indagato, **nel piano ADRS**. Oltre a quello elastico, si riporta anche lo spettro opportunamente ridotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura.

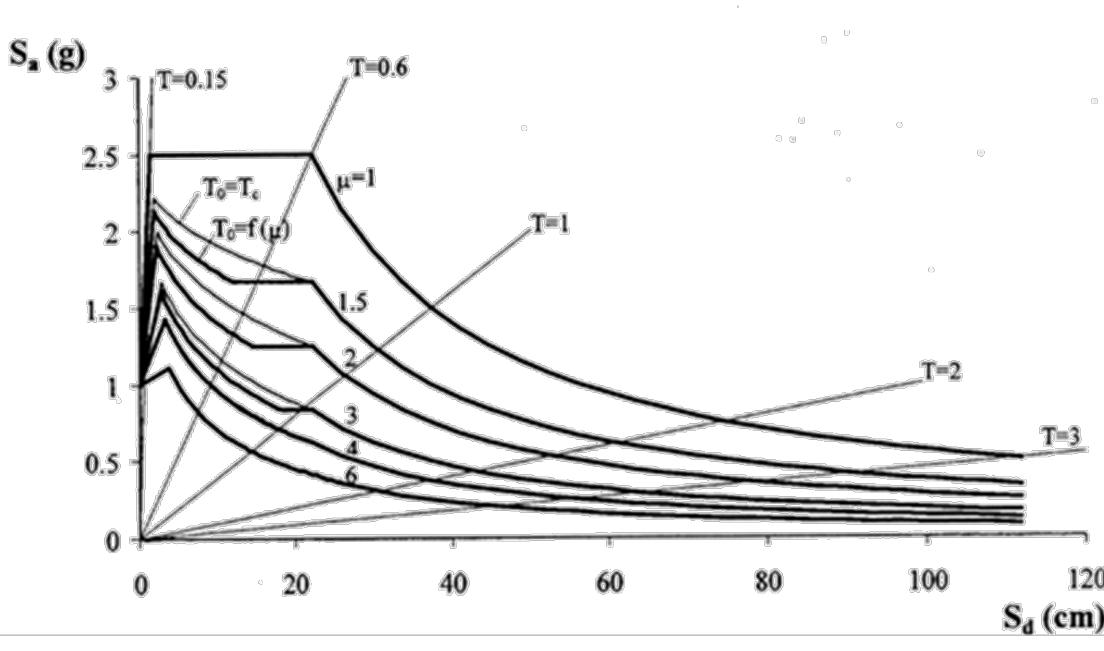


$$S_{de} = \frac{1}{\omega^2} S_{ae}$$

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$



Verifica globale – Metodo N2



$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}$$

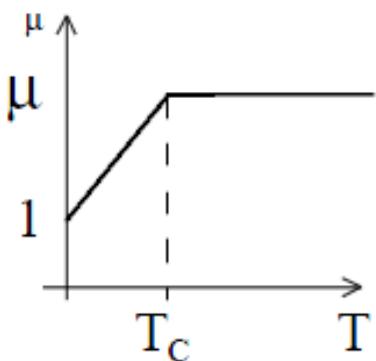
$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad T < T_C$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_C$$

μ fattore di duttilità

R_μ fattore di riduzione delle forze



μ fattore di duttilità

Rapporto tra

- lo spostamento di domanda S_d e
- lo spostamento a snervamento d_y^* dell'oscillatore equivalente.

Verifica globale – Metodo N2

5° STEP

Si confrontano la curva di **capacità** della struttura con la **domanda** nel piano ADRS.

$$k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*} \quad T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}}$$

$$T^* < T_c$$

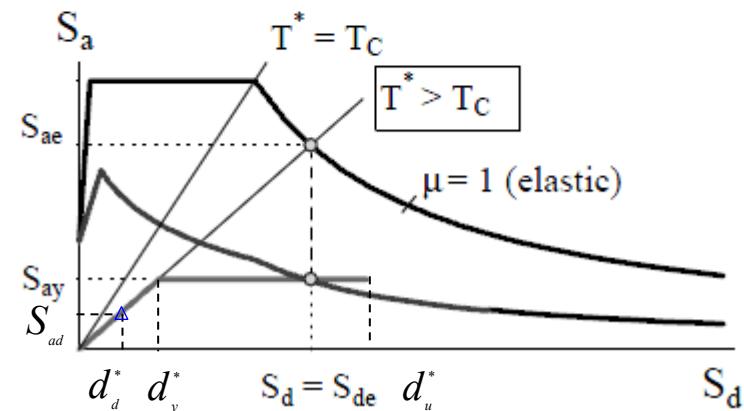
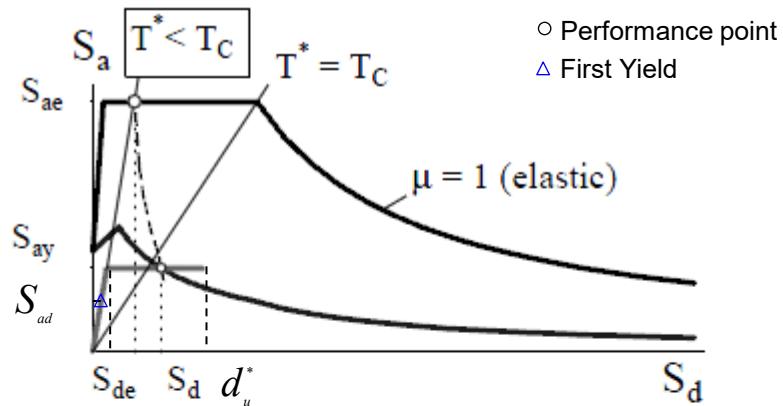
$$S_d = \mu \frac{S_{de}}{R_\mu} = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right)$$

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1$$

$$T^* \geq T_c$$

$$S_d = S_{de}$$

$$\mu = R_\mu$$



La verifica dello stato limite risulta soddisfatta se: $S_d \leq d_u^*$

Verifica globale – Metodo CSM

Metodo CSM (Capacity Spectrum Method) – SAP2000

Il metodo CSM permette di valutare il **performance point**, ossia il punto appartenente alla curva di capacità che rappresenta la condizione in cui lo spostamento del sistema SDOF egualia la domanda sismica.

Esso viene determinato soddisfacendo due condizioni:

- 1) il punto deve trovarsi sulla curva di capacità in modo da rappresentare la struttura ad un dato spostamento;
- 2) il punto deve trovarsi anche sulla curva di domanda, ridotta rispetto a quella elastica. Per ottenere la domanda inelastica viene applicato un **fattore riduttivo dato in termini di smorzamento effettivo** (β_{eq} o β_{eff}). Dunque è necessario determinare uno smorzamento effettivo approssimato sulla base della forma della curva, la domanda di spostamento stimata e il ciclo di isteresi che ne risulta.

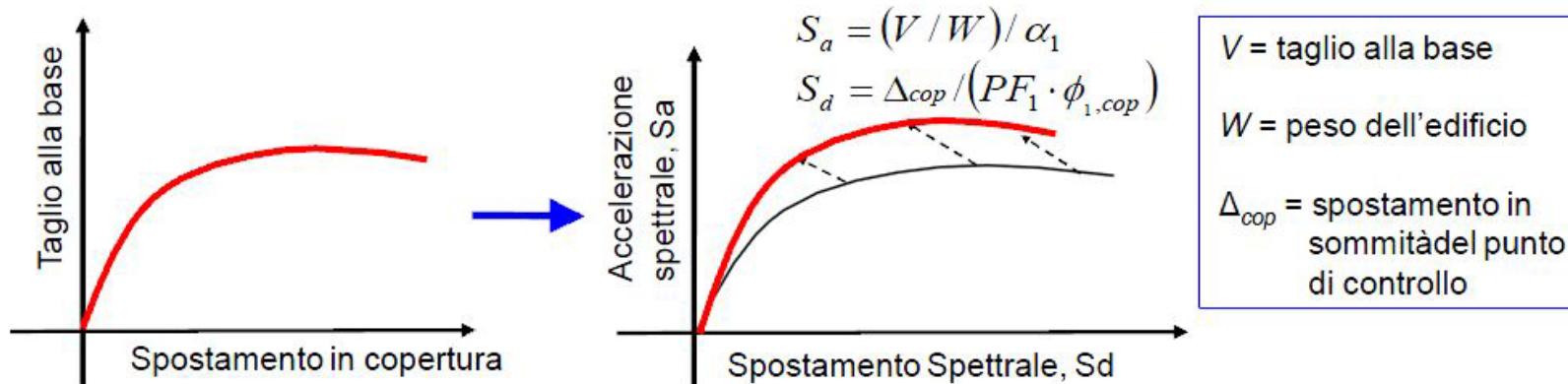
Se il PP non viene trovato, significa che la struttura non verifica (non porta il sisma richiesto).

Il metodo si articola in tre differenti procedure alternative, le prime due più analitiche mentre la terza puramente grafica. Nel seguito verrà trattata solamente quest'ultima metodologia.

Verifica globale – Metodo CSM

1° STEP

La **capacità** si ottiene dalla conversione della curva di capacità (Taglio alla base – Spostamento del punto di controllo) nel piano ADRS:



α = il coefficiente di massa relativo al 1 modo di vibrare

PF_1 = il fattore di partecipazione relativo al 1 modo di vibrare

$$\alpha_1 = \frac{\left(\sum_{i=1}^N w_i \cdot \phi_{i1} \right)^2}{\sum_{i=1}^N w_i \cdot \sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}^2)}$$

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N w_i \cdot \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N w_i \cdot \phi_{i1}^2}$$

w_i = peso del piano i-esimo; N = numero totale di piani;

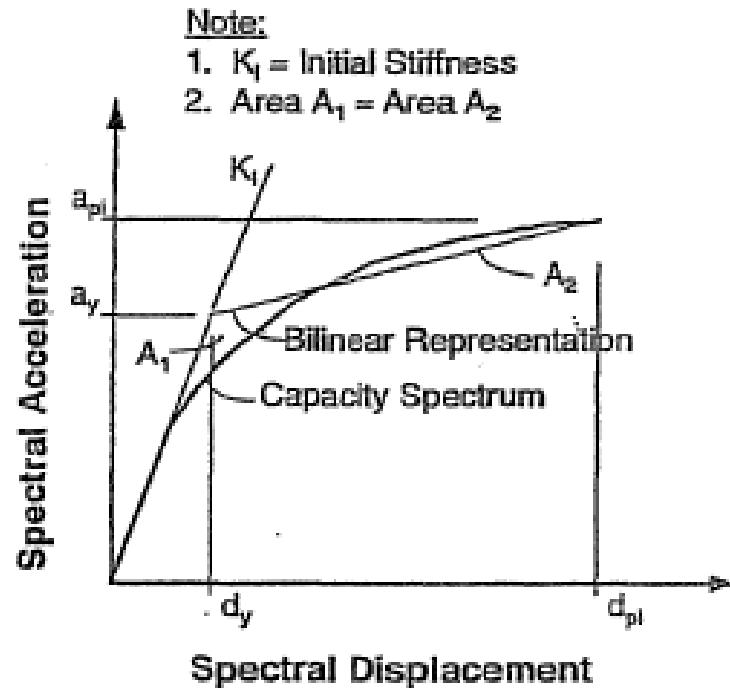
ϕ_{i1} = ampiezza del primo modo in corrispondenza del piano i-esimo

Verifica globale – Metodo CSM

2° STEP

La curva di capacità viene poi bi-linearizzata; per far ciò è necessario **fissare uno spostamento (che potrebbe coincidere con lo spostamento ultimo o con un valore inferiore)**, cioè il punto di coordinate $(a_{pi}; d_{pi})$.

La determinazione del punto $(a_y; d_y)$ avviene imponendo l'uguaglianza delle aree al di sotto della curva di capacità e della sua bilineare ($A_1 = A_2$).



Verifica globale – Metodo CSM

Si stima lo **smorzamento viscoso equivalente** (β_{eq}) attraverso il quale ridurre lo spettro elastico:

$$\beta_{eq} = k\beta_0 + 0.05$$

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}}$$

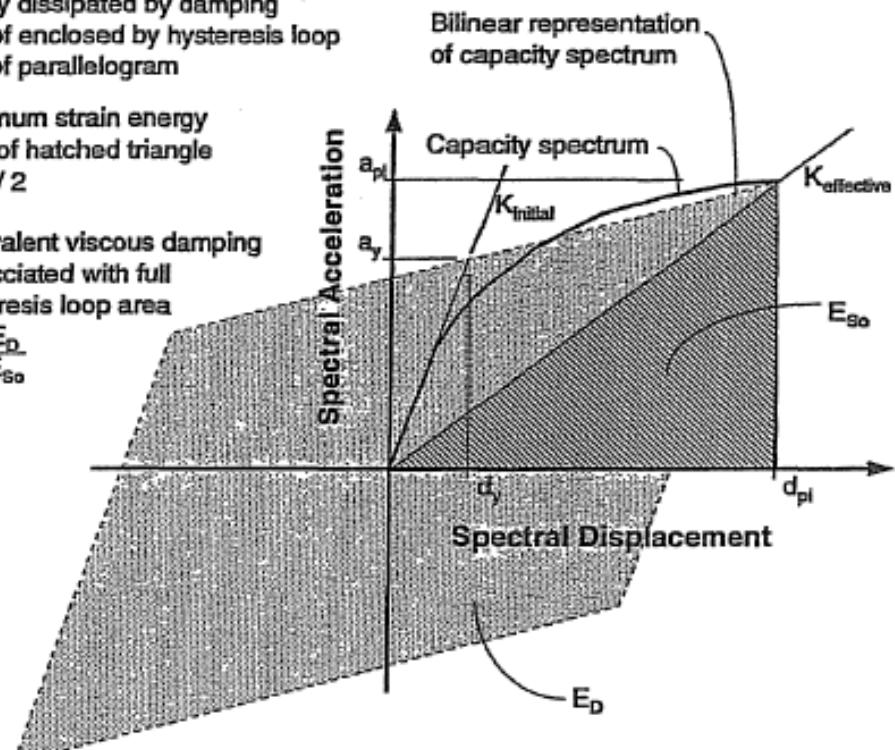
k : coefficiente che dipende dal comportamento strutturale dell'edificio in condizioni sismiche (qualità dei sistemi sismo-resistenti e durata dell'evento sismico).

Structural Behavior Type	β_0 (percent)	K
Type A ²	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pl} - d_y a_{pl})}{a_{pl} d_{pl}}$
Type B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pl} - d_y a_{pl})}{a_{pl} d_{pl}}$
Type C	Any value	0.33

E_D = Energy dissipated by damping
 = Area of enclosed by hysteresis loop
 = Area of parallelogram

E_{S0} = Maximum strain energy
 = Area of hatched triangle
 = $a_{pl} d_{pl} / 2$

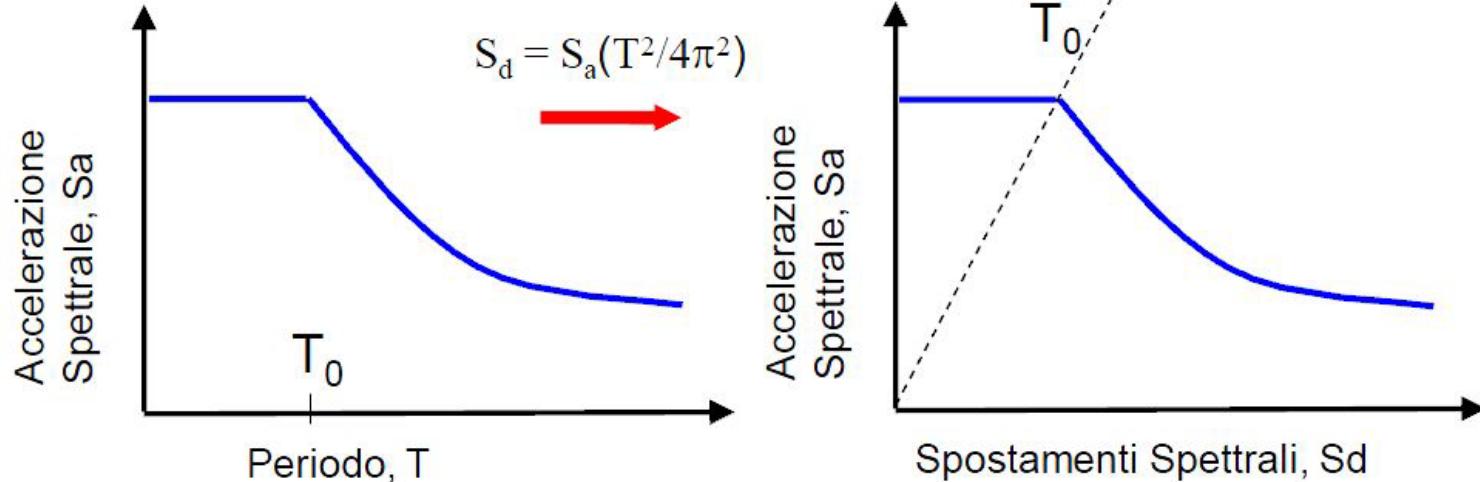
β_0 = Equivalent viscous damping associated with full hysteresis loop area
 $= \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}}$



Verifica globale – Metodo CSM

3° STEP

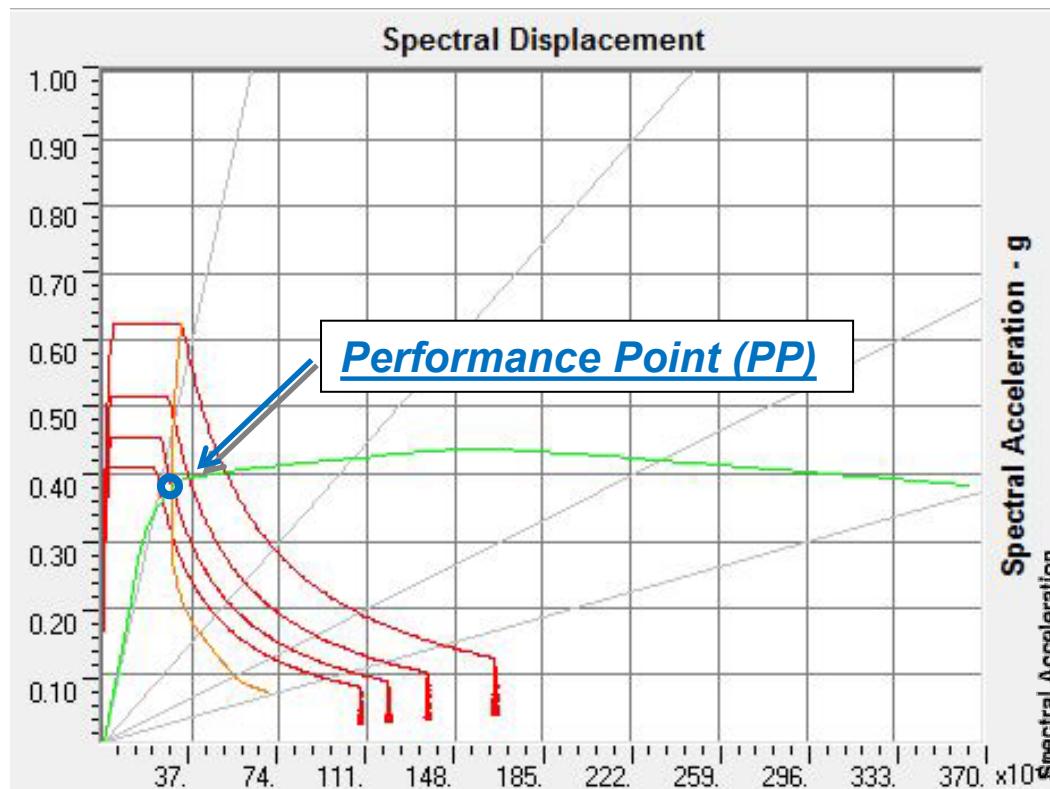
Per ogni stato limite di verifica, la **domanda**, rappresentata dal relativo spettro di risposta nel formato standard $S_a - T$, viene **convertita nel formato ADRS** mediante la relazione tra l'accelerazione e lo spostamento spettrale:



Verifica globale – Metodo CSM

4° STEP

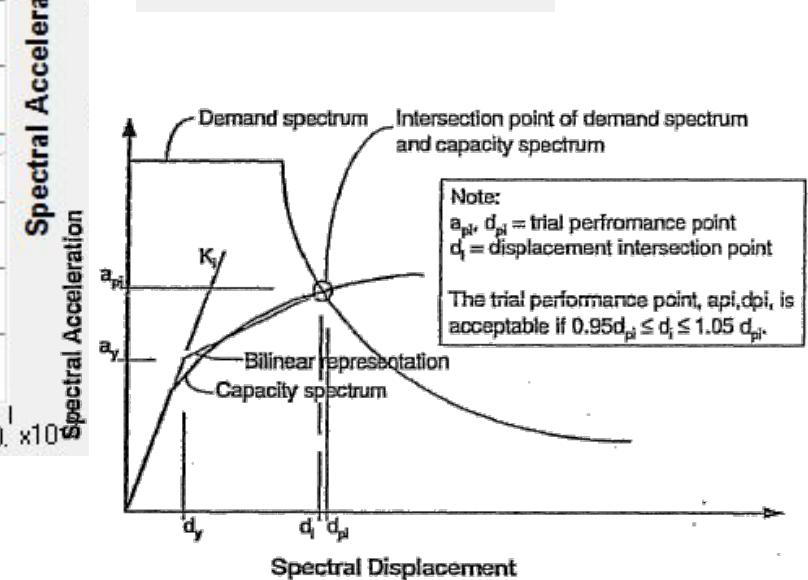
La verifica si effettua abbattendo iterativamente lo spettro elastico della domanda (aumentando ad ogni iterazione lo smorzamento viscoso equivalente β_{eq}) fino a che quest'ultimo non interseca la capacità nel PP.



Performance Point (V, D)
[422.144 , 0.038]

Performance Point (Sa, Sd)
[0.378 , 0.028]

Performance Point (Teff, Beff)
[0.548 , 0.155]



Indicatori di rischio

Indicatori di rischio

Se la struttura non verifica (la capacità non incontra la domanda) è possibile definire l'indicatore di rischio. Si definiscono due tipi di indicatori di rischio:

- I_{ag_SL} dato dal rapporto fra capacità e domanda in termini di PGA;
- I_{TR_SL} espresso dall'analogo rapporto fra i periodi di ritorno dell'azione sismica T_R .

$$I_{ag_SL} = \frac{a_{g_c}}{a_{g_SL}}$$
$$I_{T_R_SL} = \left(\frac{T_{RC_SL}}{T_{RD_SL}} \right)^{0.41}$$

Il primo rapporto rappresenta una “scala di percezione” del rischio, ma non è sufficiente a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche, vista l’articolazione della definizione di queste ultime.

Viene quindi introdotto il secondo rapporto, fra i periodi di ritorno di Capacità (T_{RC}) e Domanda (T_{RD}) .

L'indicatore di rischio dato dal rapporto fra i periodi di ritorno porta ad una scala di rischio molto diversa a causa della conformazione delle curve di pericolosità (accelerazione o ordinata spettrale in funzione del periodo di ritorno), che sono tipicamente concave. Al fine di ottenere una scala di rischio simile alla precedente, quindi, il rapporto fra i periodi propri viene elevato ad un coefficiente “ α ” = 0,41 ottenuto dall’analisi statistica delle curve di pericolosità a livello nazionale.

Indicatori di rischio

La correlazione tra il periodo di ritorno e l'accelerazione al suolo è data dalla relazione, definita nelle NTC, secondo cui :

$$\lg(T_R) = \lg(T_{R1}) + \lg\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \cdot \lg\left(\frac{a_g}{a_{g1}}\right) \cdot \left[\lg\left(\frac{a_{g2}}{a_{g1}}\right) \right]^{-1}$$

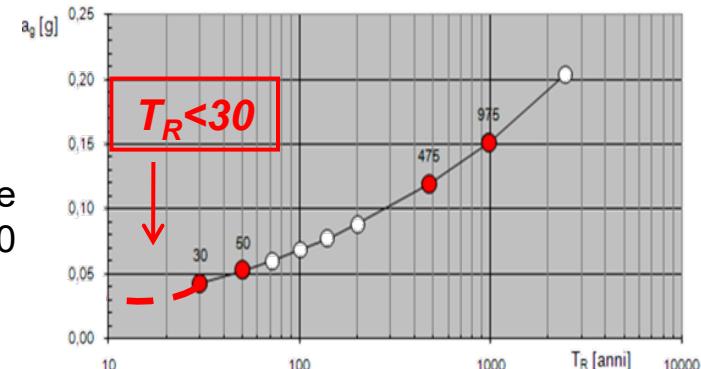
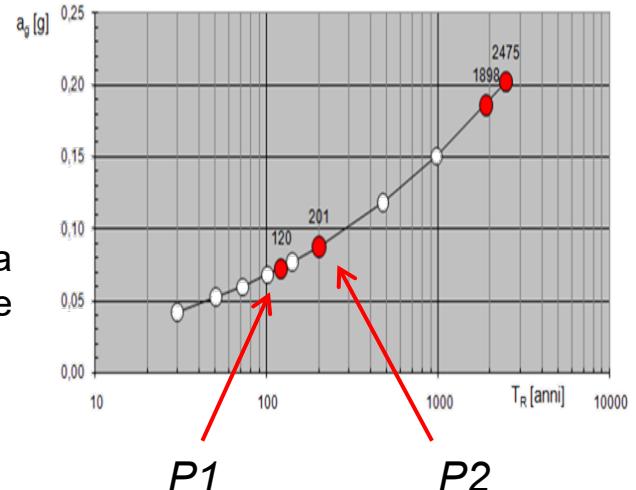
I punti 1 e 2 sono rappresentativi degli SL a cavallo dei quali si trova l'accelerazione al suolo di cui si vuole determinare il corrispondente periodo di ritorno.

Per estendere la curva a_g - T_R a periodi inferiori ai 30 anni si può utilizzare la seguente relazione:

$$a_g(T_R) = k \cdot T_R^\alpha$$

in cui i parametri k ed α si determinano risolvendo un sistema di due equazioni in due incognite con i valori di a_g e T_R relativi a 30 e 50 anni. Noti k ed α , il periodo si ottiene come:

$$\begin{cases} a_g(30) = k \cdot 30^\alpha \\ a_g(50) = k \cdot 50^\alpha \end{cases} \rightarrow \begin{cases} k = \frac{a_g(30)}{30^\alpha} \\ \alpha = \lg_{(50/30)}[(a_g(50)/a_g(30))] \end{cases}$$

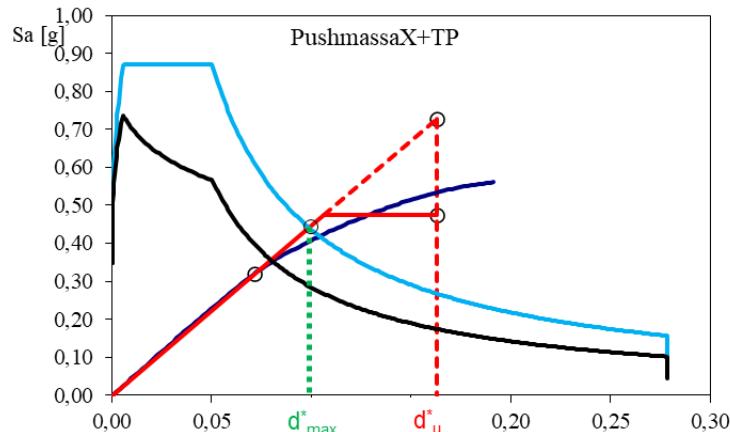


$$T_{R<30} = \left(\frac{a_{g_TR<30}}{k} \right)^{\frac{1}{\alpha}}$$

Indicatori di rischio

Determinazione dell'indice di rischio

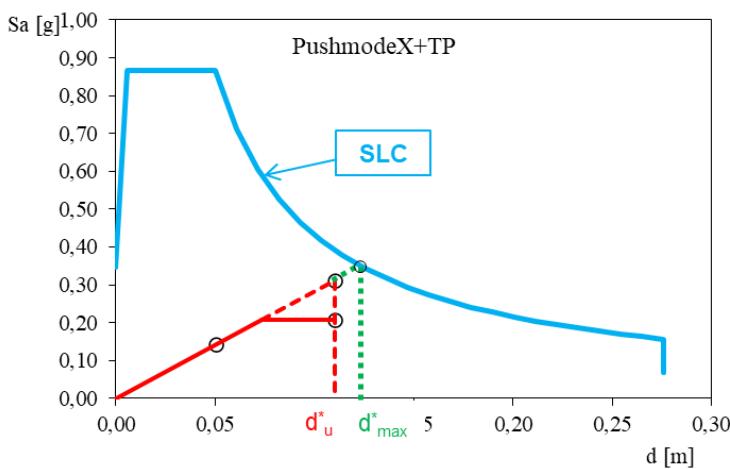
Valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme: valori bassi, prossimi allo zero, caratterizzano casi ad elevato rischio.



Se la capacità della struttura supera abbondantemente la domanda.

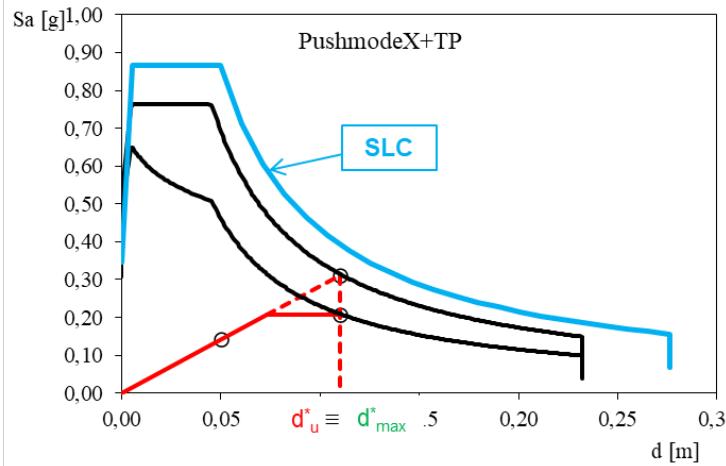
$$I_R > 1$$

Se la capacità della struttura è inferiore alla domanda, al fine di individuare l'Indicatore di Rischio relativo allo stato limite di verifica (SLC) si procede iterativamente abbassando lo spettro elastico fino a far coincidere capacità e domanda.



$$I_R < 1 \longrightarrow$$

Si abbatte lo spettro riducendo il TR fino ad arrivare ad uno spettro con TR = 906 anni.



$$I_R = 0.82$$