

---

# Valutazione degli edifici esistenti in c.a.: un caso studio

Ing. Gerardo M. Verderame

[verderam@unina.it](mailto:verderam@unina.it)



*Dipartimento di Ingegneria Strutturale  
Università degli Studi di Napoli Federico II*

# DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

---



L'edificio è stato realizzato negli anni 80.

Presenta una pianta rettangolare, dimensione 21.20 x 10.00 m.

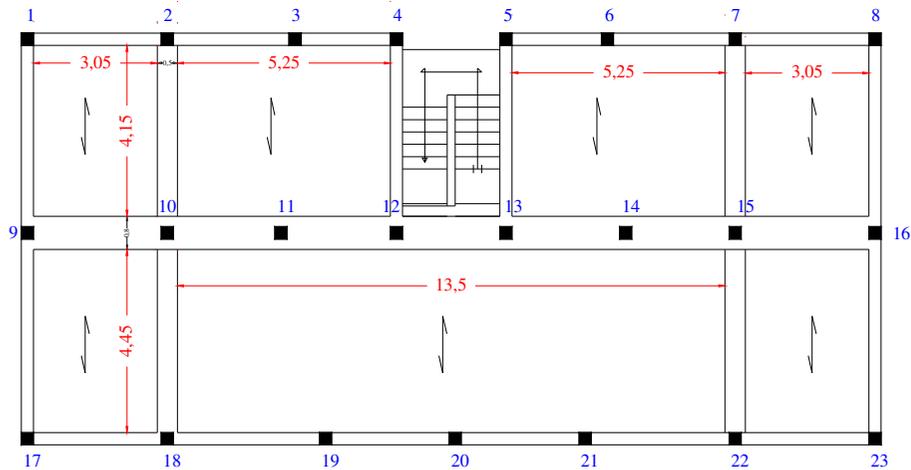
In altezza si sviluppa su tre livelli, con copertura a falde inclinate.

L'edificio è strutturalmente simmetrico rispetto all'asse verticale, mentre si presenta asimmetrico rispetto a quello orizzontale.

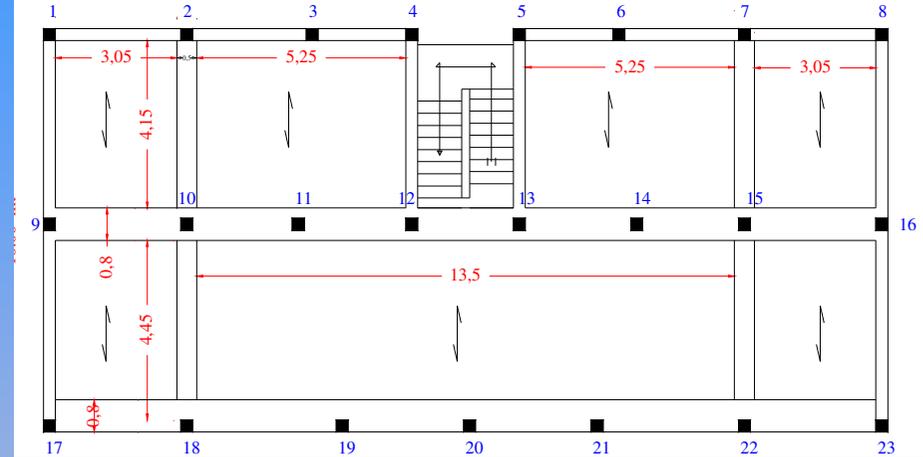
Su ciascun piano sono disposti 23 pilastri che definiscono 3 telai longitudinali 4 telai in direzione trasversale.

# DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

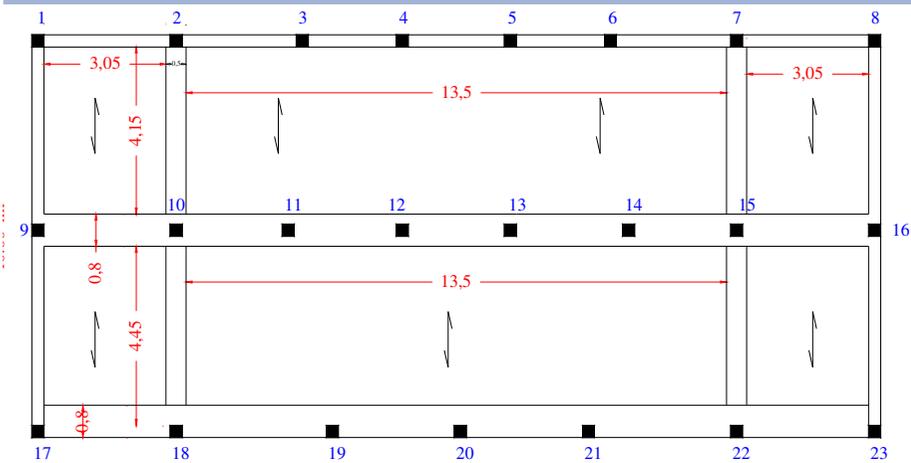
*Pianta primo impalcato*



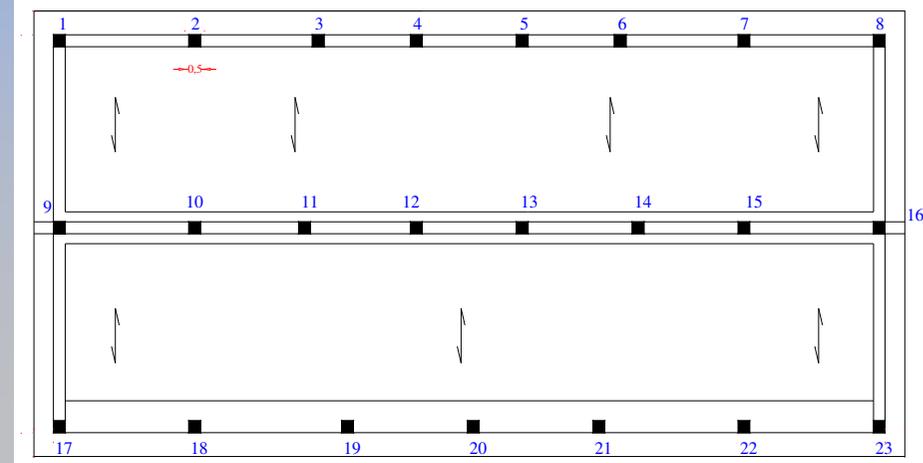
*Pianta impalcato tipo*



*Pianta sottotetto*



*Pianta copertura*



# DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

---

Le fonti da considerare per l'acquisizione dei dati necessari sono:

*documenti di progetto;*

*eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;*

*rilievo strutturale;*

*prove in sito e in laboratorio.*

La quantità e qualità dei dati acquisiti determina:

*i metodo di analisi*

*i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali da adoperare nelle verifiche di sicurezza (Tabella 11.3).*

# DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

---

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza:

*LC1: Conoscenza Limitata;*

*LC2: Conoscenza Adeguata;*

*LC3: Conoscenza Accurata.*

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

*geometria*, le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali,

*dettagli strutturali*, quantità e disposizione delle armature (c.a.), collegamenti (acciaio), collegamenti tra elementi strutturali diversi, consistenza degli elementi non strutturali collaboranti,

*materiali*, proprietà meccaniche dei materiali.

# DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

<b>Livello di Conoscenza</b>	<b>Geometria (carpenterie)</b>	<b>Dettagli strutturali</b>	<b>Proprietà dei materiali</b>	<b>Metodi di analisi</b>	<b>FC</b>
<b>LC1</b>	<b>Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo</b>	<b>Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e</b> <i>limitate</i> verifiche in-situ	<b>Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e</b> <i>limitate</i> prove in-situ	<b>Analisi lineare statica o dinamica</b>	<b>1.35</b>
<b>LC2</b>		<b>Disegni costruttivi incompleti con</b> <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>estese</i> verifiche in-situ	<b>Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con</b> <i>limitate</i> prove in-situ oppure <i>estese</i> prove in-situ	<b>Tutti</b>	<b>1.20</b>
<b>LC3</b>		<b>Disegni costruttivi completi con</b> <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>esaustive</i> verifiche in-situ	<b>Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con</b> <i>estese</i> prove in situ oppure <i>esaustive</i> prove in-situ	<b>Tutti</b>	<b>1.00</b>

# DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

---

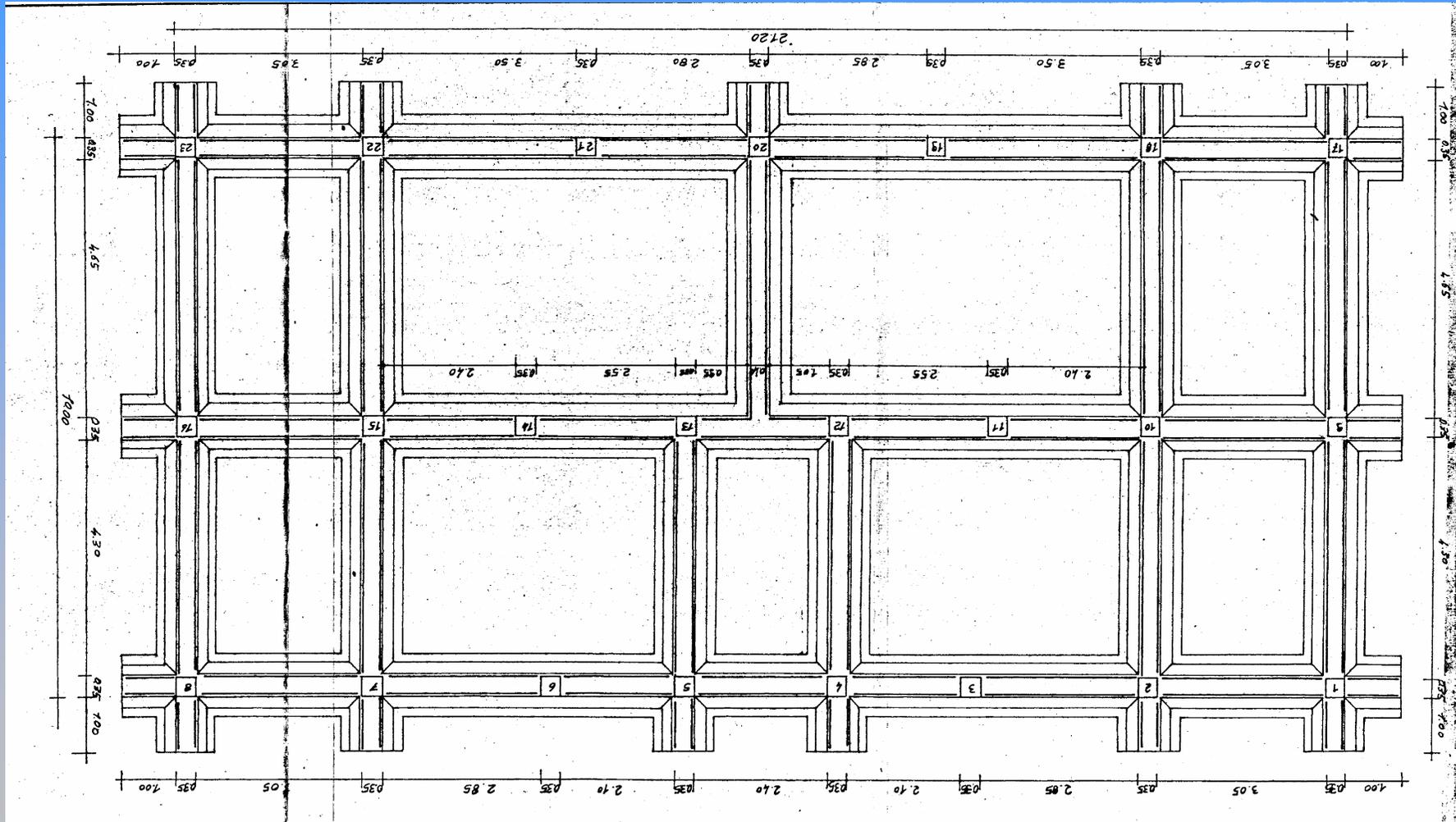
## ***Geometria***

Per l'edificio in esame sono disponibili i *disegni originali delle carpenterie* che hanno consentito l'individuazione dell'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali descrivendo la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni.

E' stato effettuato un **rilievo visivo** a campione a verifica della effettiva corrispondenza del costruito ai disegni.

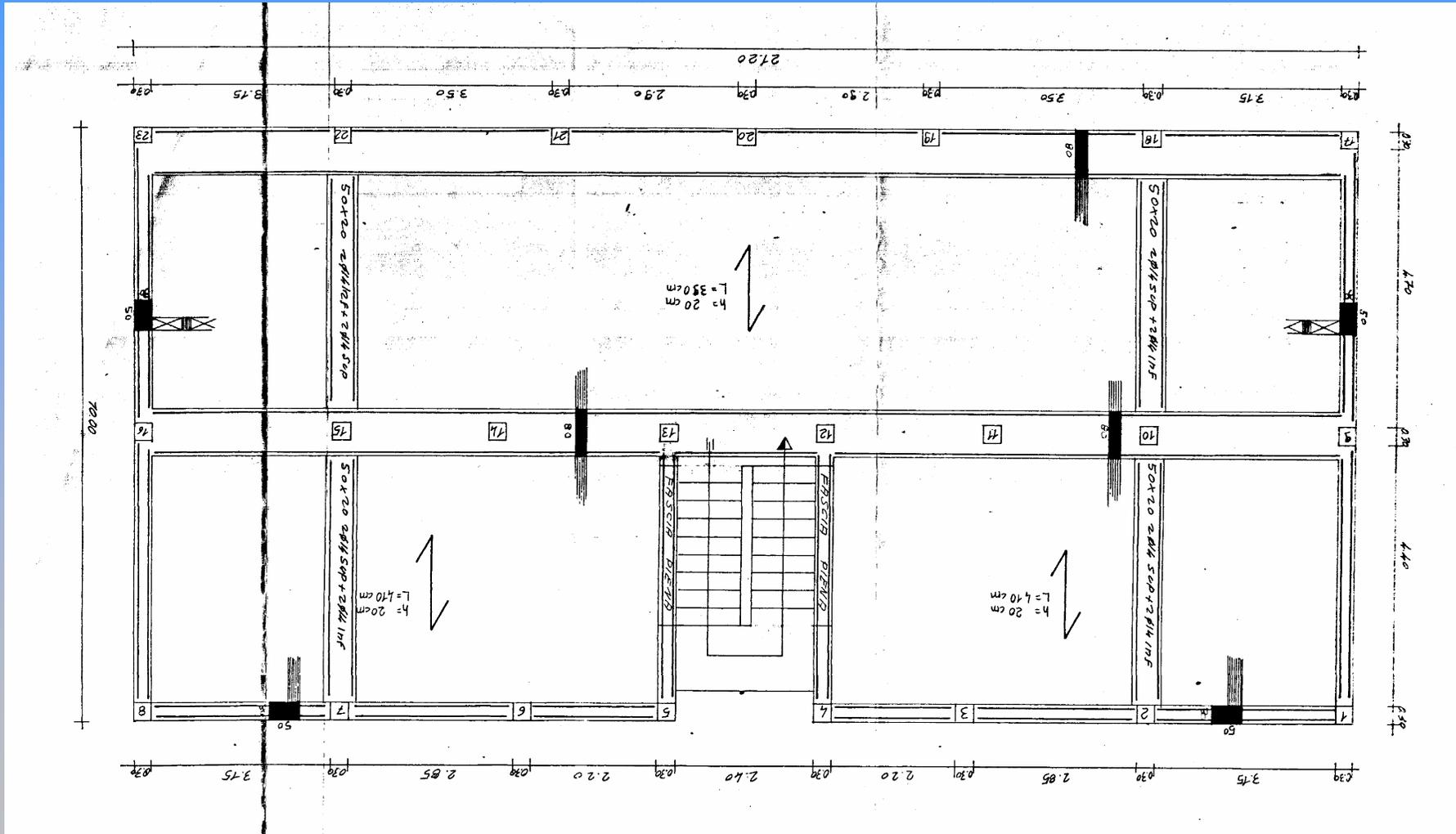
# DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

## Geometria



# DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

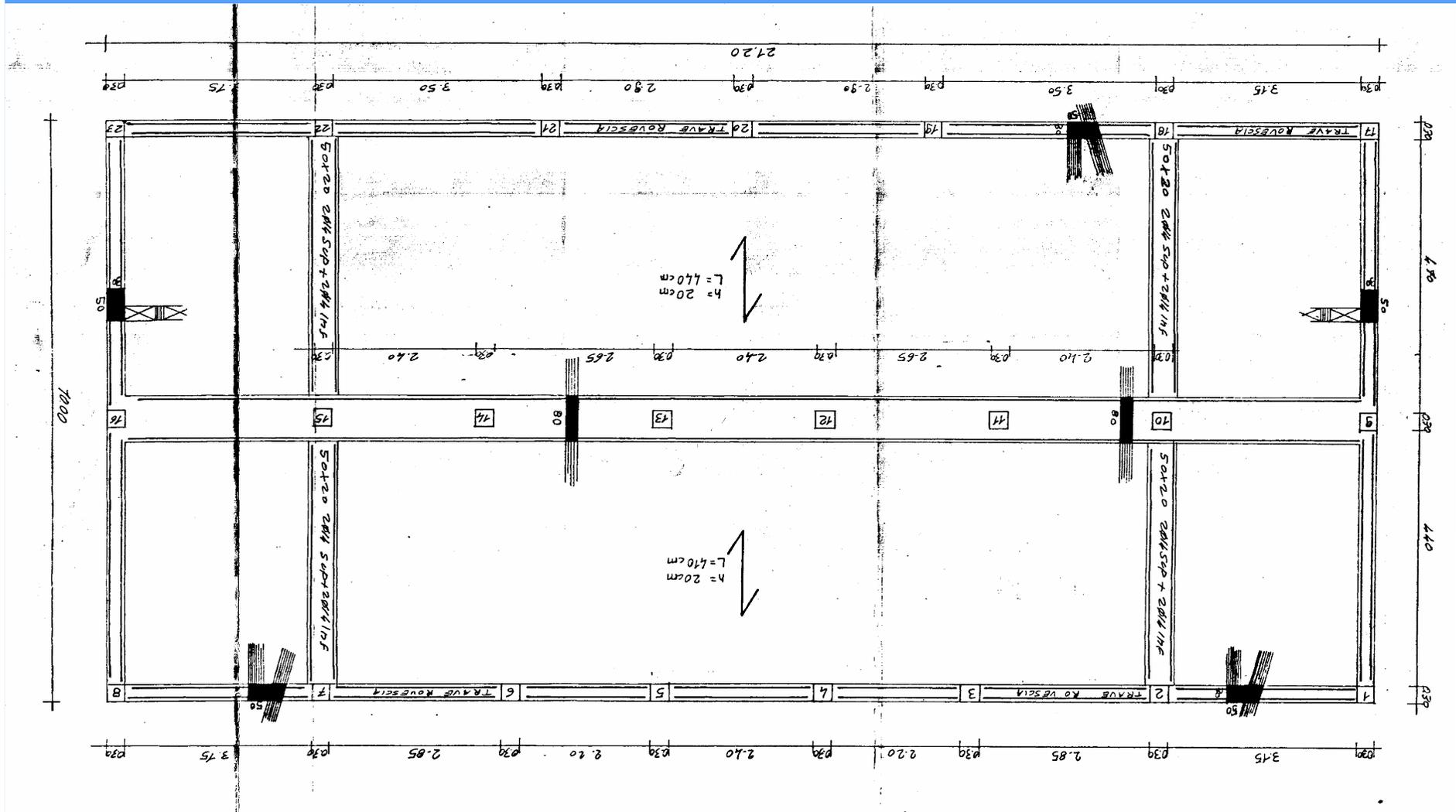
## Geometria





# DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

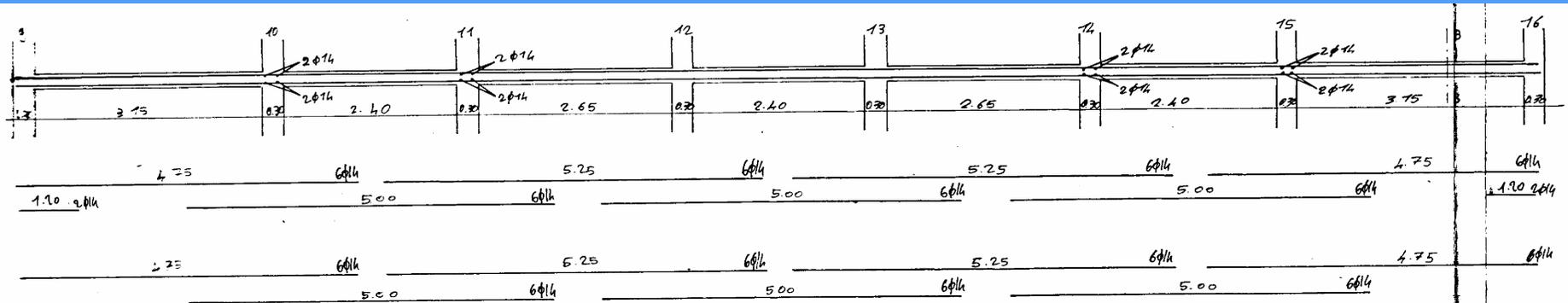
## Geometria



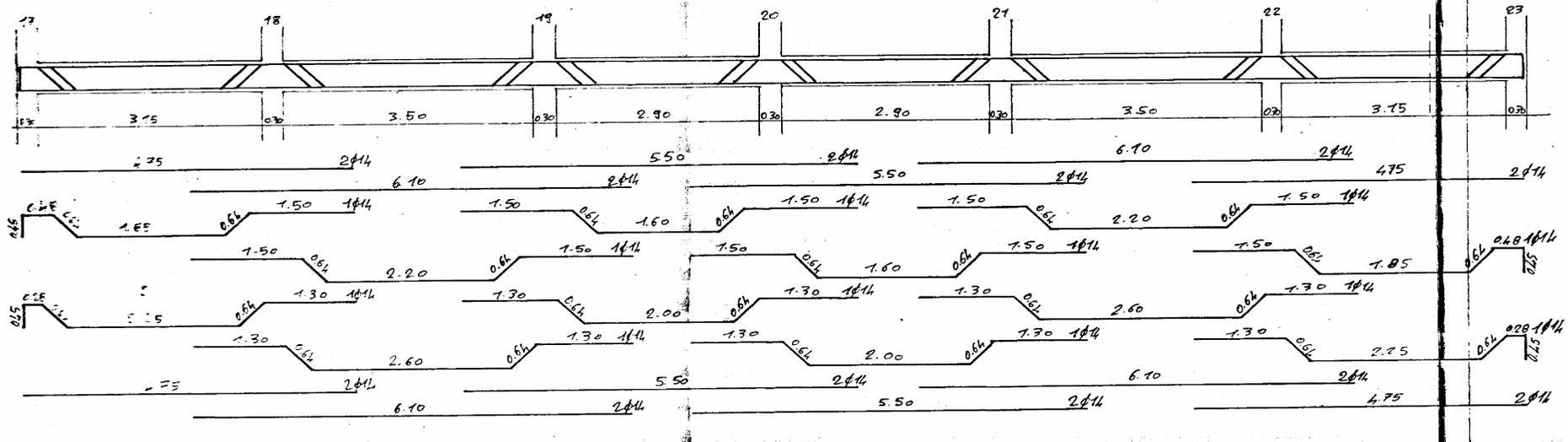


# DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

## Dettagli strutturali



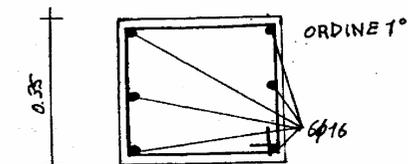
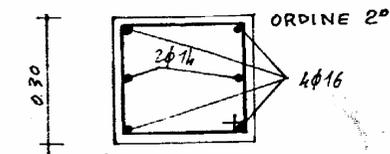
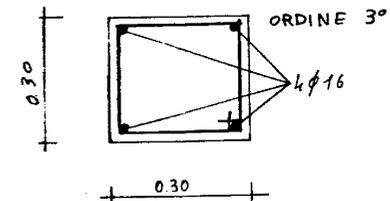
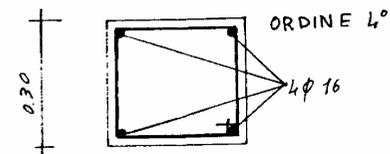
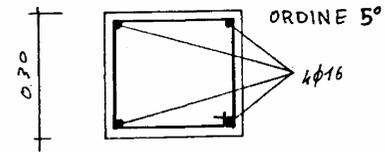
TRAVI DI PRIMO SOLAIO.



# DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

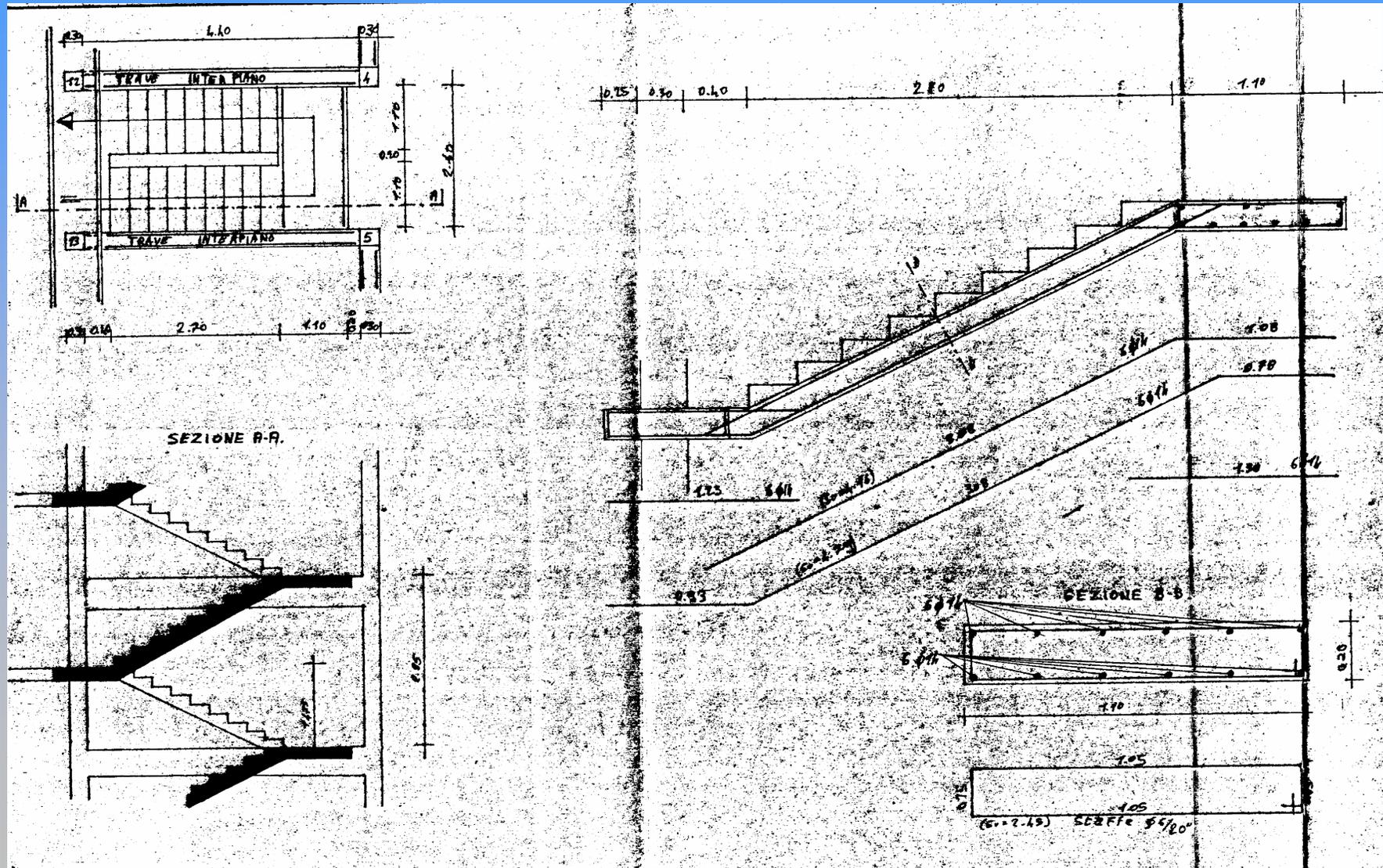
## Dettagli strutturali

PILASTRI	1-2-3-4-5-6-7-8- 17-18-19-20-21-22-23	9-10-11-12 13-14-15-16
ORDINE 5°		
DIMENSIONI		30x30
ARMATURA		4φ16
STAFFE		φ6/15"
ORDINE 4°		
DIMENSIONI	30x30	30x30
ARMATURA	4φ16	4φ16
STAFFE	φ6/15"	φ6/15"
ORDINE 3°		
DIMENSIONI	30x30	30x30
ARMATURA	4φ16	4φ16
STAFFE	φ6/15"	φ6/15"
ORDINE 2°		
DIMENSIONI	30x30	30x30
ARMATURA	4φ16 + 2φ14	4φ16 + 2φ14
STAFFE	φ6/15"	φ6/15"
ORDINE 1°		
DIMENSIONI	35x35	35x35
ARMATURA	6φ16	6φ16
STAFFE	φ6/15"	φ6/15"



# DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

## Dettagli strutturali



# DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

## Proprietà dei materiali

Dell'edificio in esame sono disponibili i certificati di prova originali sia del calcestruzzo che delle armature in acciaio utilizzate.

NATURA DEI CAMPIONI n. 4 provette da barre di acciaio ad aderenza migliorata per c.a. - diam. nom.  $\phi = 14 - 16 / \text{*****}$

DATA DI ARRIVO DEL MATERIALE IN LABORATORIO 12.09.84

DATA DELLA PROVA 12.09.84 SIGLA GC

**RISULTATI DELLE PROVE**

DIAMETRO d* RISCONTRATO mm	TRAZIONE			PIEGAMENTO E RADDRIZZAMENTO
	CARICO UNITARIO		ALLUNGAMENTO % DI ROTTURA su 5 d	
	SNERVAMENTO Kgf/mm <sup>2</sup> **	ROTTURA Kgf/mm <sup>2</sup> **		
14.12	45.43	67.21	26	=====
14.12	45.08	68.91	26	=====
15.92	45.36	67.44	27	=====
15.92	44.80	67.02	27	=====

CARATTERISTICHE CONGLOMERATO CEMENTIZIO ('): non dichiarate - \*\*\*\*\*

RISULTATI PROVE A COMPRESSIONE SU N. 6 PROVINI CUBICI PERVENUTI IL 19.07.84

SIGLA	SUPERFICIE (cm <sup>2</sup> )	DATA DELLA CONFEZIONE (')	DATA DELLA PROVA	PESO PROVINO (Kg)	CARICO DI ROTTURA UNITARIO (kgf/cm <sup>2</sup> ) (**)
1	225	13.07.83	19.07.84	7.920	309
2	225	13.07.83	19.07.84	7.960	317
3	225	13.07.83	19.07.84	7.940	301
4	225	13.07.83	19.07.84	7.990	323
5	225	13.07.83	19.07.84	7.900	311
6	225	13.07.83	19.07.84	7.950	291

# DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

## ***Proprietà dei materiali***

In prima istanza sono state eseguite **limitate prove in situ** finalizzate a completare e verificare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dai certificati originali.

Le prove in situ effettuate sulle barre di armatura hanno confermato le caratteristiche meccaniche desunte dai certificati di prova, mentre quelle relative ai campioni di calcestruzzo hanno mostrato valori di resistenza nettamente inferiori a quelli ottenuti dai certificati originali.

Tale circostanza ha reso necessario l'estensione delle verifiche in situ da effettuarsi sui campioni di calcestruzzo nella misura che caratterizza le **prove in situ estese** (punto 11.2.3.3 – Livelli di conoscenza -Tabella 11.2a).

$$f_{ym} = 440 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = 16.73 \text{ N/mm}^2$$

**Livello di  
conoscenza LC2**

# DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

## *Estensione delle verifiche*

	Rilievo (dei dettagli costruttivi) <sup>(a)</sup>	Prove (sui materiali) <sup>(b)(c)</sup>
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
<b>Verifiche limitate</b>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<b>Verifiche estese</b>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<b>Verifiche esaustive</b>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

- (a) Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si terrà conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.
- (b) Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per il livello di conoscenza è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe.

# DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

## *Estensione delle verifiche*

	Rilievo (dei dettagli costruttivi) <sup>(a)</sup>	Prove (sui materiali) <sup>(b)(c)</sup>
	Per ogni tipo di elemento “primario” (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell’edificio, 1 campione di armatura per piano dell’edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell’edificio, 2 campioni di armatura per piano dell’edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell’edificio, 3 campioni di armatura per piano dell’edificio

(c) Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

(d) Il numero di provini riportato nelle tabelle 11.2a e 11.2b potrà esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell’epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l’indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l’effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.

## AZIONE SISMICA

---

La *zona sismica* di riferimento, è quella di *tipo 2* (**punto 3.2.1 – Zone sismiche**). In funzione di detta zona, si definisce un valore del parametro  $a_g$  espressa in funzione dell'accelerazione di gravità  $g$ :

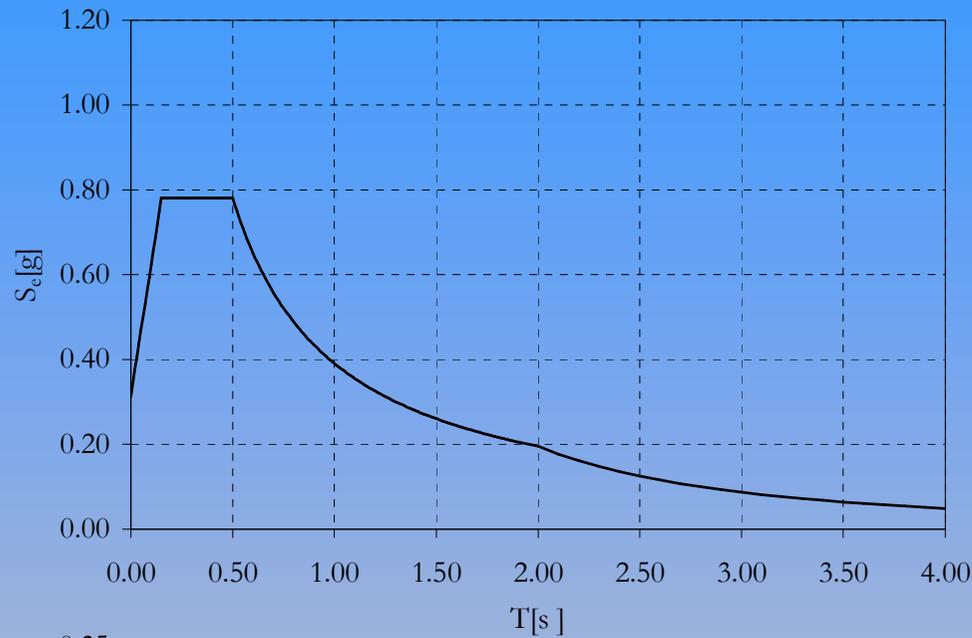
$$a_g = 0,25g$$

Tale valore costituisce l'accelerazione al suolo caratterizzata da un periodo di ritorno di 475 anni oppure da una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni.

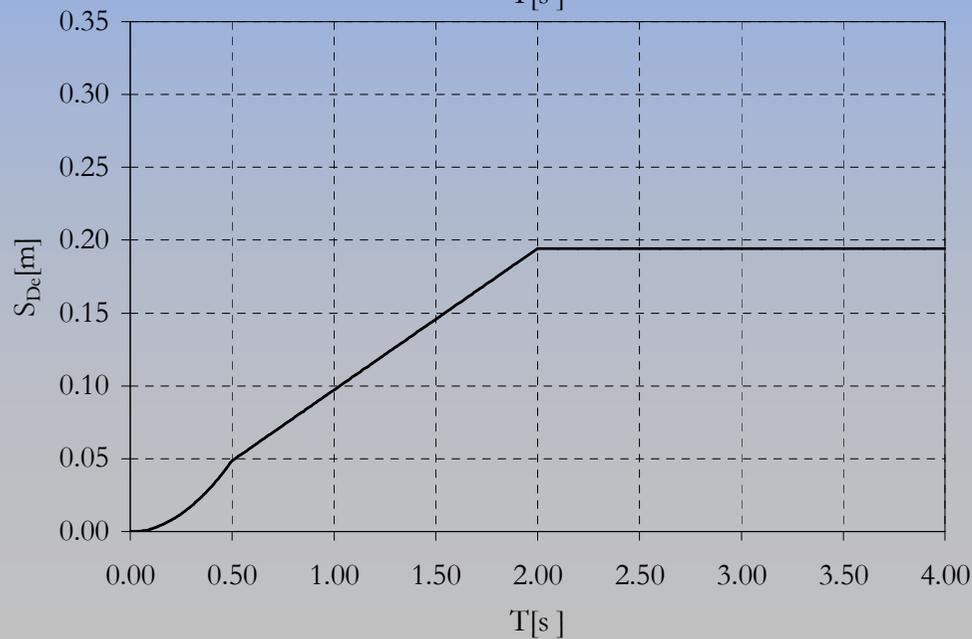
In base alle caratteristiche del suolo si definiscono il *fattore S* e i periodi  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  (**punto 3.2.3 – Spettro di risposta elastico**). Per un suolo di *categoria C* si ottiene:

$$T_B = 0.15 \text{ sec.} \quad T_C = 0.50 \text{ sec.} \quad T_D = 2.0 \text{ sec}$$

# AZIONE SISMICA



*Lo spettro di risposta elastico  
in termini di accelerazioni*

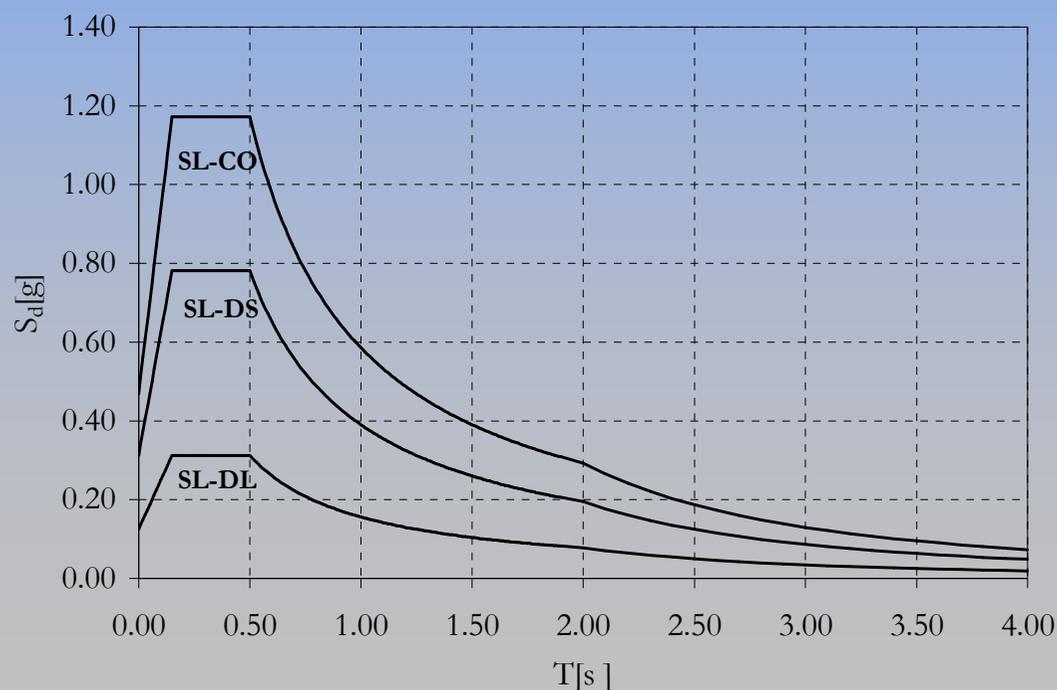


*Lo spettro di risposta elastico  
in termini di spostamenti*

# DETERMINAZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

**NALISI LINEARE.** Lo spettro di progetto da doversi adoperare è espresso in termini di accelerazioni ed è determinato a partire dal corrispondente spettro elastico. In particolare, in relazione ai tre stati limite si ha:

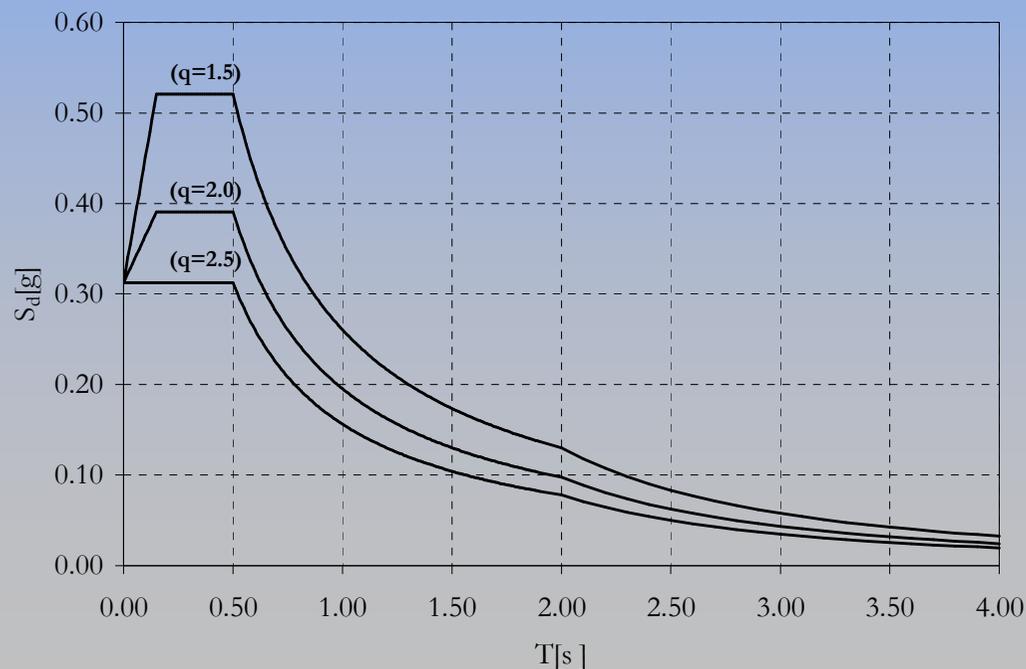
- *L di DL lo spettro di progetto da adottare è quello elastico ridotto di un fattore pari a 2.5;*
- *L di DS lo spettro di progetto da adottare è quello elastico;*
- *L di CO lo spettro di progetto da adottare è quello elastico amplificato di un fattore pari a 1.5.*



# DETERMINAZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

**-FACTOR.** Nell'ipotesi di voler effettuare una analisi lineare mediante l'impiego del fattore di struttura  $q$  e stante l'applicabilità del metodo ai soli stati limite di DS e DL, lo spettro di progetto in termini di accelerazioni da doversi adoperare si ottiene:

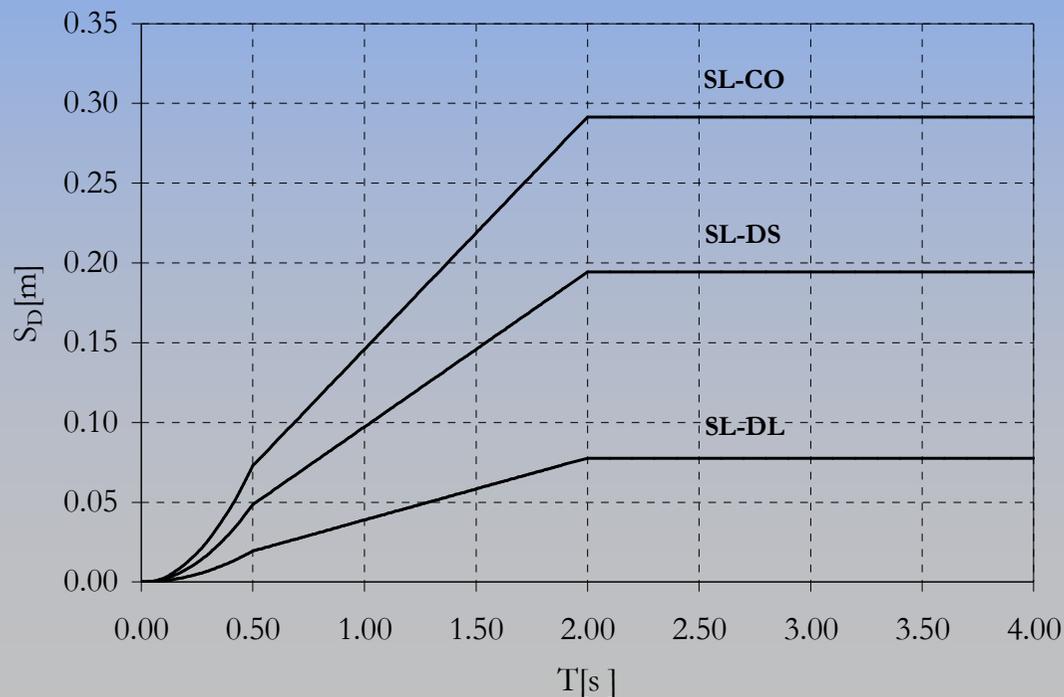
- *L di DL lo spettro di progetto da adottare è quello elastico ridotto di un fattore pari a 2.5;*
- *L di DS dallo spettro elastico riducendone le ordinate per il fattore di struttura  $q$ .*



# DETERMINAZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

**NALISI STATICA NON LINEARE.** Lo spettro di progetto da doversi adoperare è espresso in termini di spostamento ed è determinato a partire dal corrispondente spettro elastico. In particolare:

- *L di DL lo spettro di progetto da adottare è quello elastico ridotto di un fattore pari a 2.5;*
- *L di DS lo spettro di progetto da adottare è quello elastico;*
- *L di CO lo spettro di progetto da adottare è quello elastico amplificato di un fattore pari a 1.5.*



# COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

---

In **zona sismica** si considerano due combinazioni:

- **Carichi verticali** (*D.M. 9 gennaio 1996*)

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_k$$

- **Carichi verticali ed azioni sismiche** (*punto 3.3 – Combinazione dell'azione sismica con altre azioni*).

$$F_d = \gamma_I E + G_k + \Psi_{ji} \cdot Q_k$$

Le masse associate all'azione sismica saranno valutate tenendo conto della combinazione con i seguenti carichi gravitazionali

$$G_k + \sum_i (\Psi_{Ei} \cdot Q_{ki})$$

dove  $\psi_{Ei}$  è un coefficiente di combinazione dell'azione variabile  $Q_i$ , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi  $\psi_{2i} Q_{ki}$  siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma, e si ottiene moltiplicando  $\psi_{2i}$  per  $\phi$ .

# COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

## Calcolo dei pesi sismici

	SL CO-DS
Impalcato	W [kN]
1	1795.45
2	1762.23
3	1752.18
S	1055.12
Copertura	1025.56

## Calcolo delle masse sismiche

Impalcato	W (kN)	M = W / g (t)	I <sub>p</sub> = M · p <sup>2</sup> (t · m <sup>2</sup> )
1	1795.45	183.02	8380.0
2	1762.23	179.64	8225.0
3	1752.18	178.61	8178.1
S	1055.12	107.56	4924.6
Copertura	1025.56	104.54	2066.6

## COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

---

Nel caso di **analisi lineari** (statica e modale) i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente sono combinati sommando, ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione (*punto 4.6 – Combinazione delle componenti dell'azione sismica*).

Quindi l'effetto globale del sisma  $E_{totx}$  in direzione longitudinale ( X ) e quello  $E_{toty}$  in direzione trasversale ( Y ) saranno pari a:

$$E_{toty} = E_Y + 0.30E_X$$

$$E_{totx} = E_X + 0.30E_Y$$

Nel caso di **analisi non lineare** statica non si applica la combinazione delle due componenti orizzontali dell'azione sismica: l'analisi della risposta strutturale è svolta considerando l'azione sismica applicata separatamente secondo ciascuna delle due direzioni orizzontali.

L'azione sismica verticale non è stata considerata (*punto 4.6 – Combinazione delle componenti dell'azione sismica*) perché non si riscontrano nella struttura elementi orizzontali con luci maggiori di 20m, elementi principali precompressi, elementi a mensola, piani sospesi etc.

## MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E REGOLARITA'

---

Si applicano i criteri e le indicazioni fornite per gli edifici nuovi (*punto 11.2.5.2 – Modellazione della struttura*).

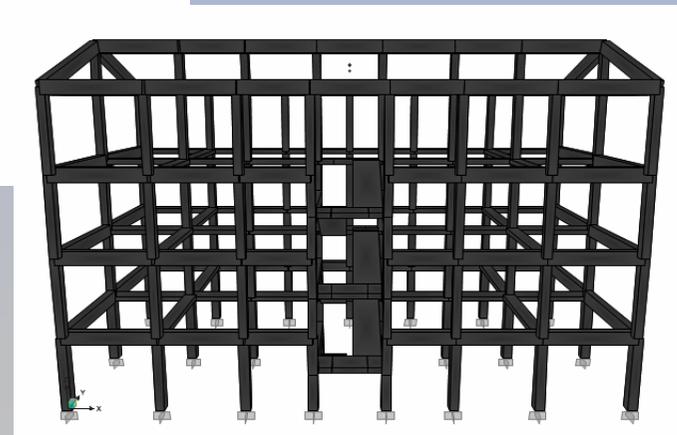
Il modello, di tipo spaziale, è stato realizzato attraverso l'ausilio del programma di calcolo **Sap8 non linear**, ed è definito dalla linea d'asse degli elementi, considerando la rigidezza del nodo mediante dei conci rigidi agli estremi degli elementi.

Il modello della struttura è costituito da elementi piani a telaio connessi con diaframmi orizzontali, ammettendo valida l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido, caratterizzato da tre gradi di libertà per ciascun livello, ossia due traslazioni, nelle due direzioni ortogonali, del baricentro dell'impalcato e la rotazione intorno all'asse verticale passante per esso (*punto 4.4 – Modellazione della struttura*).

Ciascuno di questi gradi di libertà è stato individuato nel baricentro degli impalcati attraverso uno nodo master a cui è stata assegnata la massa nelle due direzioni principali X e Y e il momento d'inerzia polare, precedentemente calcolati.

Nella modellazione, non si è tenuto conto nè del contributo degli elementi non strutturali, né della rastremazione in elevazione ed in pianta (non sono stati inseriti i braccetti rigidi). Comunque il modello della struttura, su cui si effettuerà l'analisi, rappresenta, in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidezza effettiva.

# MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E REGOLARITA'



# MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E REGOLARITA'

---

## **VERIFICA DI REGOLARITÀ IN PIANTA**

La struttura si presenta sicuramente regolare in pianta in quanto sono rispettate le condizioni enunciate al *punto 4.3.1-Regolarità*

Si osservi che anche la distribuzione dei tamponamenti si presenta regolare, ai sensi di quanto riportato al *punto 5.6.2-Irregolarità provocate dalle tamponature*.

## **VERIFICA DI REGOLARITÀ IN ELEVAZIONE**

La regolarità in elevazione di una struttura implica la possibilità di eseguire una analisi statica lineare, così come chiarito al *punto 4.5.2 – Analisi statica lineare*. Le condizioni da rispettare per definire un edificio regolare in altezza sono richiamate ai punti *(e,f,h)* al *punto 4.3.1-Regolarità*

La condizione **e** ed **h** sono sicuramente soddisfatte in quanto tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio e eventuali restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio avvengono in modo graduale da un piano al successivo, nel rispetto dei limiti del *punto 4.3.1-Regolarità*.

In relazione al punto **f**, il calcolo delle masse e dei pesi sismici evidenzia che l'edificio risulta regolare in elevazione in termini di massa. Infatti, la distribuzione delle masse lungo l'altezza risulta caratterizzata da una graduale variazione, non superando il 25% da un piano all'altro.

# MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E REGOLARITA'

## VERIFICA DI REGOLARITÀ IN ELEVAZIONE

La verifica di regolarità in elevazione in termini di rigidezza viene eseguita mediante una modellazione elastica della struttura ed applicando per ciascuna delle due direzioni, separatamente, le azioni sismiche calcolate secondo quanto riportato al *punto 4.5.2-Analisi statica lineare* ed agenti nel baricentro di ciascun impalcato.

La rigidezza di piano viene valutata come il rapporto tra il taglio complessivamente agente al piano (definito "taglio di piano") e lo spostamento relativo di piano  $d_r$ , conseguente a tali azioni. La valutazione delle rigidezze (elastiche) è effettuata per un valore arbitrario dell'azione sismica orizzontale complessiva. La forza da applicarsi al piano  $i$ -esimo è fornita dalla seguente formula:

$$F_i = V_b \frac{z_i \cdot W_i}{\sum z_i \cdot W_i}$$

Impalcato	Taglio di piano (kN)	$d_r$ (m)	$K_{lat}$ (kN/m)	Riduzione (%)
1	1000	0.0035	285714.3	
2	909.03	0.0077	118055.8	-58.68
3	723.95	0.0068	106463.2	-9.82
S+Copertura	444.69	0.0045	98820.0	-7.18

*Direzione X*

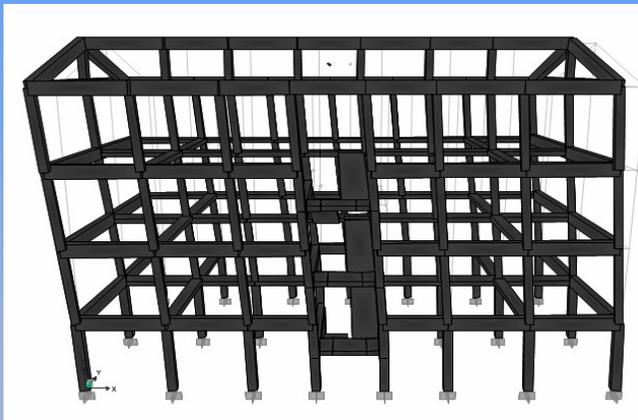
Impalcato	Taglio di piano (kN)	$d_r$ (m)	$K_{lat}$ (kN/m)	Riduzione (%)
1	1000	0.0035	285714.3	
2	909.03	0.0067	135676.1	-52.51
3	723.95	0.0065	111376.9	-17.91
S+Copertura	444.69	0.0078	57011.54	-48.81

*Direzione Y*

**Edificio irregolare  
in elevazione**

# PROPRIETA' DINAMICHE DELL'EDIFICIO

La valutazione delle caratteristiche dinamiche elastiche dell'edificio è condotta mediante una analisi modale eseguita sul modello strutturale in precedenza descritto. L'analisi è stata effettuata considerando la totalità dei modi di vibrazione del modello tridimensionale.



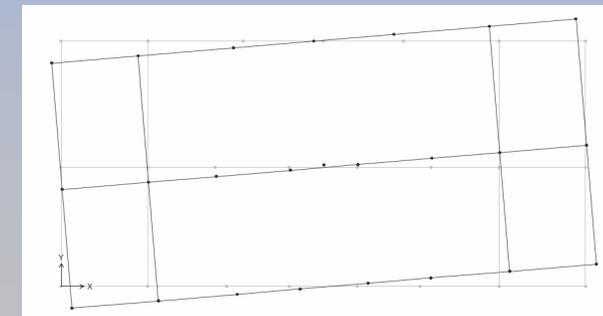
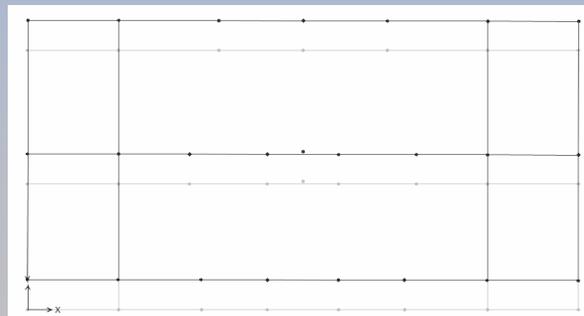
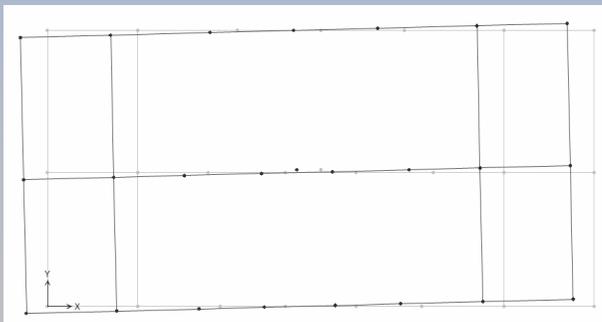
**1°modo di vibrazione:** *Trasl. lungo X*  
( $T=1.140$  s)



**2°modo di vibrazione:** *Trasl. lungo Y*  
( $T=0.664$  s)



**3°modo di vibrazione:** *Torsione*  
( $T=0.535$  s)



Gli effetti dell'azione sismica, da combinare con gli effetti degli altri carichi permanenti e variabili come indicato al **punto 3.3** (estendendo allo SL-CO gli stessi coefficienti di combinazione dei carichi applicati per lo SLU), possono essere valutati con uno dei metodi di cui al punto 4.5, ossia:

- *Analisi statica lineare*
- *Analisi dinamica lineare*
- *Analisi statica non lineare*
- *Analisi dinamica non lineare*

In particolare, il livello di conoscenza LC raggiunto in relazione al livello di disponibilità dei dati geometrici, strutturali e di materiali dell'edificio in esame consente di poter adottare uno qualsiasi dei metodi di analisi su menzionati.

Le verifiche di regolarità in elevazione, hanno evidenziato che l'edificio in oggetto è caratterizzato da una irregolarità in termini di rigidezza escludendo, pertanto, la possibilità di utilizzo dell'analisi statica lineare (*punto 4.5.2- Analisi statica lineare*).

# METODI DI ANALISI

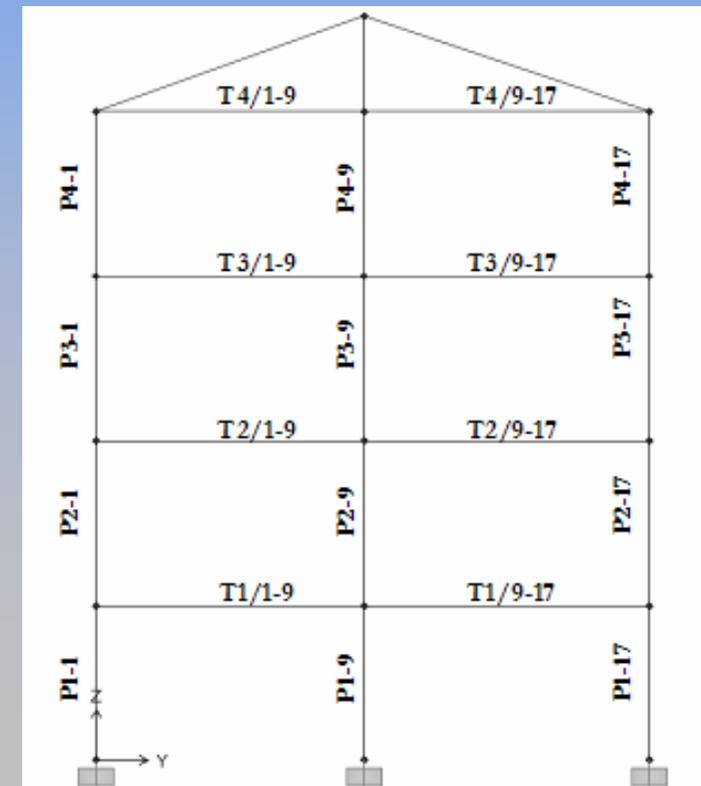
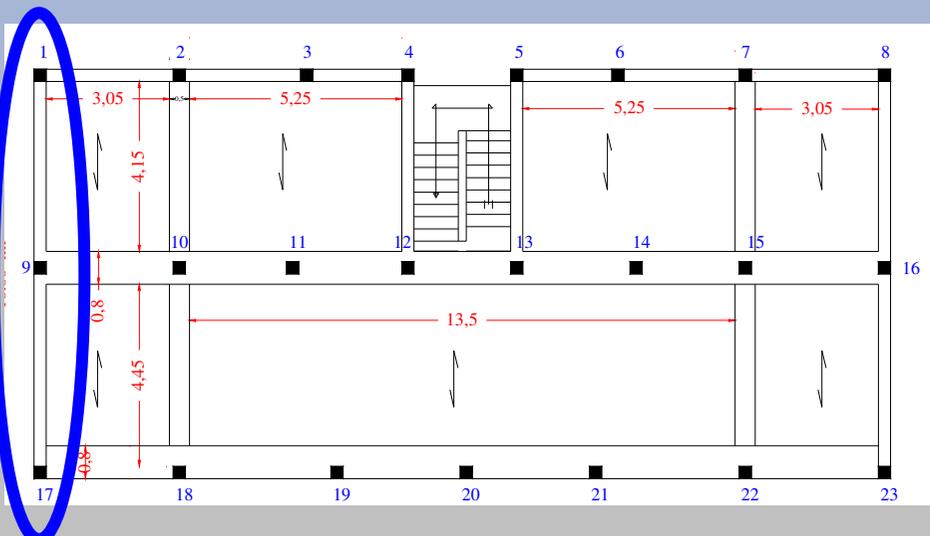
		Modello Lineare		Modello Non Lineare	
		Domanda	Capacità	Domanda	Capacità
Tipo di elemento o meccanismo (e/m)	Duttile / Fragile	<b>Accettazione del Modello Lineare (ML)</b> (per il controllo dei valori di $\rho_i = D_i/C_i$ )		Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.
		Dall'analisi. Usare i valori medi dei moduli nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi.		
		Verifiche (se il ML è accettato)			
	Duttile	dall'analisi	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.		
		Verifiche (se il ML è accettato)			
		Se $\rho_i < 1$ , dall'analisi	In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.		
Se $\rho_i > 1$ , dall'equilibrio con la resistenza degli e/m duttili. Usare i valori medi <u>moltiplicati</u> per FC.					
Fragile	Verifiche (se il ML è accettato)		Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.	
	Se $\rho_i < 1$ , dall'analisi				
	Se $\rho_i > 1$ , dall'equilibrio con la resistenza degli e/m duttili. Usare i valori medi <u>moltiplicati</u> per FC.				

# METODI DI ANALISI

Pertanto, volendo escludere a priori l'adozione dell'analisi dinamica non lineare, si prevede di eseguire, ai fini della valutazione degli effetti dell'azione sismica da combinare con gli effetti degli altri carichi permanenti e variabili, le seguenti analisi:

- *Analisi dinamica lineare senza l'utilizzo del fattore  $q$*
- *Analisi dinamica lineare mediante l'utilizzo del fattore  $q$*
- *Analisi statica non lineare*

*Nel seguito i risultati delle analisi condotte, per gli stati limite di Danno Severo (SL-DS) e Danno Limitato (SL-DL), verranno presentati secondo l'ordine appena descritto e per semplicità verranno riprodotti i risultati relativi al solo telaio trasversale 1-9-17*



# ANALISI DINAMICA LINEARE SENZA UTILIZZO DEL FATTORE $\alpha$

## Generalità

L'analisi modale, associata allo spettro di risposta di progetto, è da considerarsi il metodo normale per la definizione delle sollecitazioni di progetto e va applicata ad un modello tridimensionale dell'edificio.

La combinazione dei modi, al fine del calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti viene effettuata attraverso una *combinazione quadratica completa (CQC)*, in quanto non è rispettata la condizione che il periodo di ciascun modo differisca di almeno il 10% da tutti gli altri modi ( Proprietà dinamiche dell'edificio).

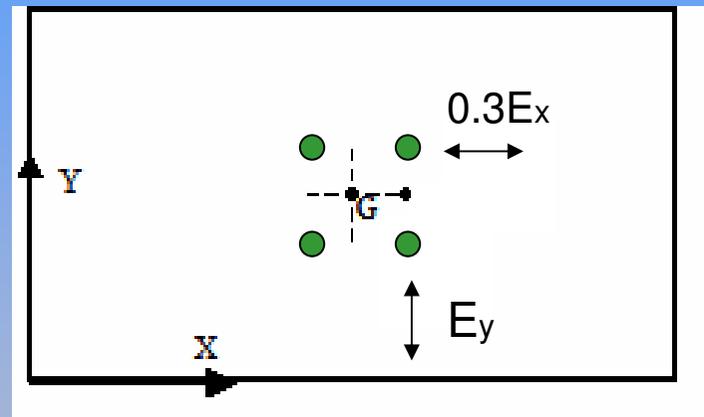
$$E = \left( \sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j \right)^{1/2}$$

Per quanto riguarda la combinazione delle componenti dell'azione sismica, i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente sono combinati sommando i massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione (*punto 4.6 – Combinazione delle componenti dell'azione sismica*).

# ANALISI DINAMICA LINEARE SENZA UTILIZZO DEL FATTORE $q$

## Generalità

Deve essere inoltre considerata un'eccentricità accidentale  $e_{ai}$ , spostando il centro di massa di ogni piano  $i$ , in ogni direzione considerata, di una distanza pari a  $\pm 5\%$  della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.



Così facendo si ottengono 32 diverse combinazioni, in quanto vi sono 8 combinazioni base (in particolare + e - azione massima nella direzione X combinata con + e - il 30% dell'azione nella direzione Y; inoltre + e - azione massima nella direzione Y combinata con + e - il 30% dell'azione nella direzione X), da moltiplicarsi per le 4 possibili posizioni del centro delle masse dettato dalla adozione dell'eccentricità accidentale da doversi considerare (*punto 4.4 - Modellazione della struttura*).

# ANALISI DINAMICA LINEARE SENZA UTILIZZO DEL FATTORE $q$

---

## Condizioni di applicabilità

L'analisi dinamica lineare può essere effettuata solo se sono soddisfatte le indicazioni (1 e 2), del *punto 11.2.5.4 -Metodi di analisi*

Con riferimento alla **indicazione 1**, da applicarsi ai soli **elementi duttili**, per ciascun elemento primario (trave, pilastro) va considerato il massimo rapporto tra il momento flettente così come fornito dall'analisi per la generica combinazione di carico sismica e il corrispondente momento resistente.

$$\rho_i = D_i / C_i$$

Tra tutti questi valori va considerato un sottoinsieme definito dai rapporti non minori di 2; successivamente, nell'ambito di tale sottoinsieme previa determinazione del massimo, e del minimo valore si valuta il rapporto :

$$\rho_{\max} / \rho_{\min}$$

Se il valore risulta non superiore a 2.5 si passa alla verifica della 2 condizione, relativa ai soli elementi fragili, in caso contrario l'analisi dinamica modale risulta non applicabile.

# ANALISI DINAMICA LINEARE SENZA UTILIZZO DEL FATTORE $q$

---

## Condizioni di applicabilità

on riferimento alla **indicazione 2**, da applicarsi ai soli **elementi/meccanismi fragili**, bisogna verificare che la capacità dell'elemento sia maggiore della corrispondente domanda valutata:

- sulla base della resistenza degli elementi duttili adiacenti, se  $\rho_i$  maggiore 1
- sulla base dei risultati dell'analisi se gli elementi duttili adiacenti sono caratterizzati da un  $\rho_i$  minore di 1.

Ai fini della verifica delle condizioni di applicabilità, le capacità sia degli elementi/meccanismi **duttili** che di quelli **fragili** vanno valutate utilizzando i soli valori medi delle resistenze dei materiali acciaio e calcestruzzo.

# ANALISI DINAMICA LINEARE SENZA UTILIZZO DEL FATTORE $\alpha$

## Classificazione degli elementi: duttili o fragili

Seguendo il punto fornito **dall'indicazione 1** è necessario classificare prima gli elementi che presentano un comportamento di tipo duttile oppure fragile.

Si deve, pertanto, confrontare il valore del taglio ultimo flessionale  $V_{u,flex}$ , dato dalla somma dei momenti ultimi di estremità diviso la luce dell'elemento, con il valore del taglio ultimo  $V_{u,shear}$  (*D.M.LL.PP. del 09/01/1996*)

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$$

$$V_{cd} = 0.60 f_{ctd} b_w d \delta$$

$$V_{wd} = A_{sw} f_{ywd} \frac{0.90d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$V_{Rd2} = 0.30 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} \cdot (1 + \cot g \alpha)$$

$$V_{u,shear} = \min (V_{Rd2}, V_{Rd3})$$

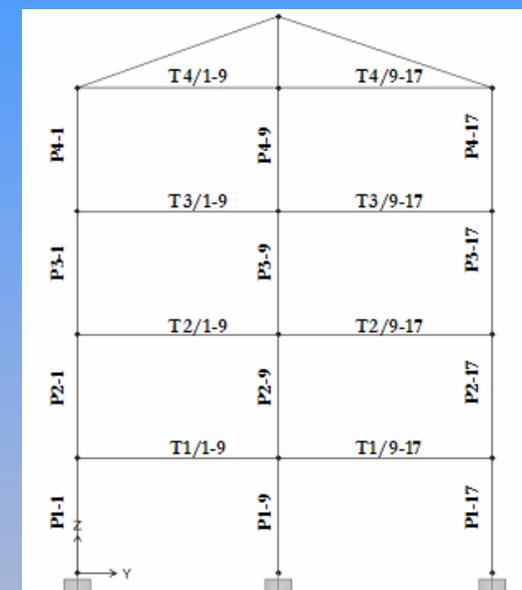
Se il  $V_{u,flex}$  è minore del  $V_{u,shear}$  allora l'elemento è caratterizzato da un comportamento di tipo duttile, altrimenti prima della crisi flessionale sopraggiunge quella tagliante e l'elemento è classificato a comportamento fragile.

# ANALISI DINAMICA LINEARE SENZA UTILIZZO DEL FATTORE $q$

## Classificazione degli elementi: duttili o fragili

Elemento	B (m)	H (m)	Lungh. (m)	$N_{grav}$ (kN)	$M_{ux}$ (kNm)	$V_{u,flex}$ (kN)	$V_{u,shear}$ (kN)	Dutt.
P 1-1	0.35	0.35	2.75	308.11	97.41	35.42	65.02	SI
P 2-1	0.30	0.30	2.95	238.52	72.57	24.60	52.21	SI
P 3-1	0.30	0.30	2.95	168.42	64.79	21.96	50.89	SI
P 4-1	0.30	0.30	2.95	97.49	56.55	19.17	49.50	SI
P 1-9	0.35	0.35	2.75	513.42	120.89	43.96	69.29	SI
P 2-9	0.30	0.30	2.95	379.28	86.42	29.29	54.56	SI
P 3-9	0.30	0.30	2.95	245.45	73.32	24.85	52.34	SI
P 4-9	0.30	0.30	2.95	112.74	58.29	19.76	49.79	SI
P 5-9	0.30	0.30	1.70	20.17	47.25	27.79	53.81	SI
P 1-17	0.35	0.35	2.75	327.09	99.90	36.32	65.47	SI
P 2-17	0.30	0.30	2.95	253.95	74.20	25.15	52.49	SI
P 3-17	0.30	0.30	2.95	176.96	65.69	22.27	51.05	SI
P 4-17	0.30	0.30	2.95	99.31	56.66	19.20	49.52	SI

*Pilastri*



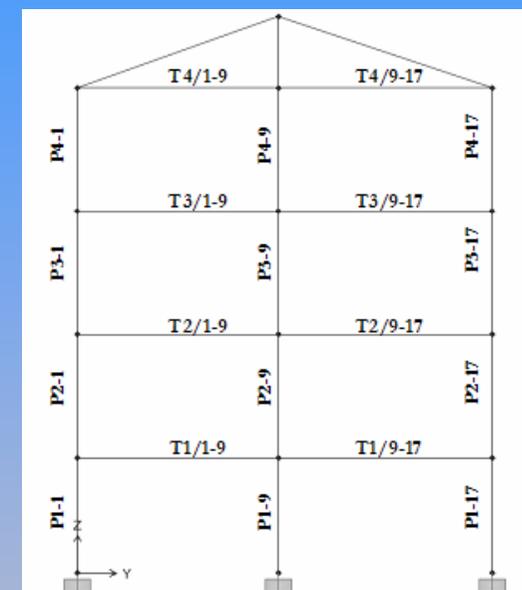
*Meccanismo  
duttile*

# ANALISI DINAMICA LINEARE SENZA UTILIZZO DEL FATTORE $q$

## Classificazione degli elementi: duttili o fragili

Travi

Elemento	B (m)	H (m)	Sez. (m)	$M_{ux} (-)$ (kNm)	$M_{ux} (+)$ (kNm)	$V_{u,flex}$ (kN)	$V_{u,shear}$ (kN)	Dutt.
T1/1-9	0.30	0.50	0.00	120.81	61.74	51.48	95.22	SI
			4.70	180.21	121.33	51.48	95.22	SI
T1/9-17	0.30	0.50	0.00	180.21	121.33	48.39	93.68	SI
			5.00	120.81	61.74	48.39	93.68	SI
T2/1-9	0.30	0.50	0.00	120.81	61.74	51.48	95.22	SI
			4.70	180.21	121.33	51.48	95.22	SI
T2/9-17	0.30	0.50	0.00	180.21	121.33	48.39	93.68	SI
			5.00	120.81	61.74	48.39	93.68	SI
T3/1-9	0.30	0.50	0.00	120.81	61.74	51.48	95.22	SI
			4.70	180.21	121.33	51.48	95.22	SI
T3/9-17	0.30	0.50	0.00	180.21	121.33	48.39	93.68	SI
			5.00	120.81	61.74	48.39	93.68	SI
T4/1-9	0.30	0.50	0.00	120.81	61.74	51.48	95.22	SI
			4.70	180.21	121.33	51.48	95.22	SI
T4/9-17	0.30	0.50	0.00	180.21	121.33	48.39	93.68	SI
			5.00	120.81	61.74	48.39	93.68	SI



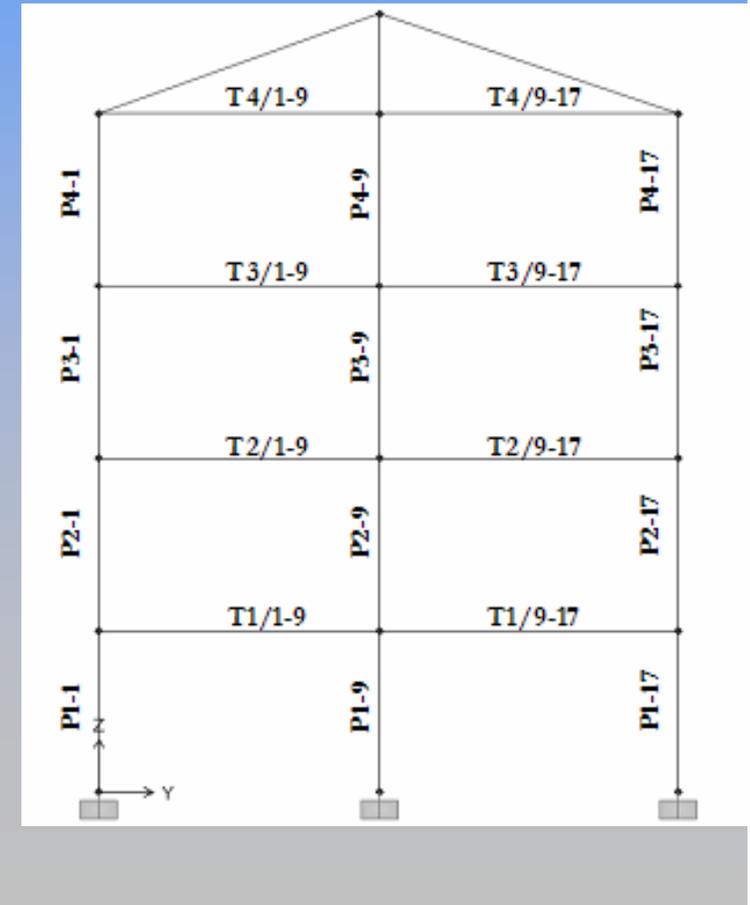
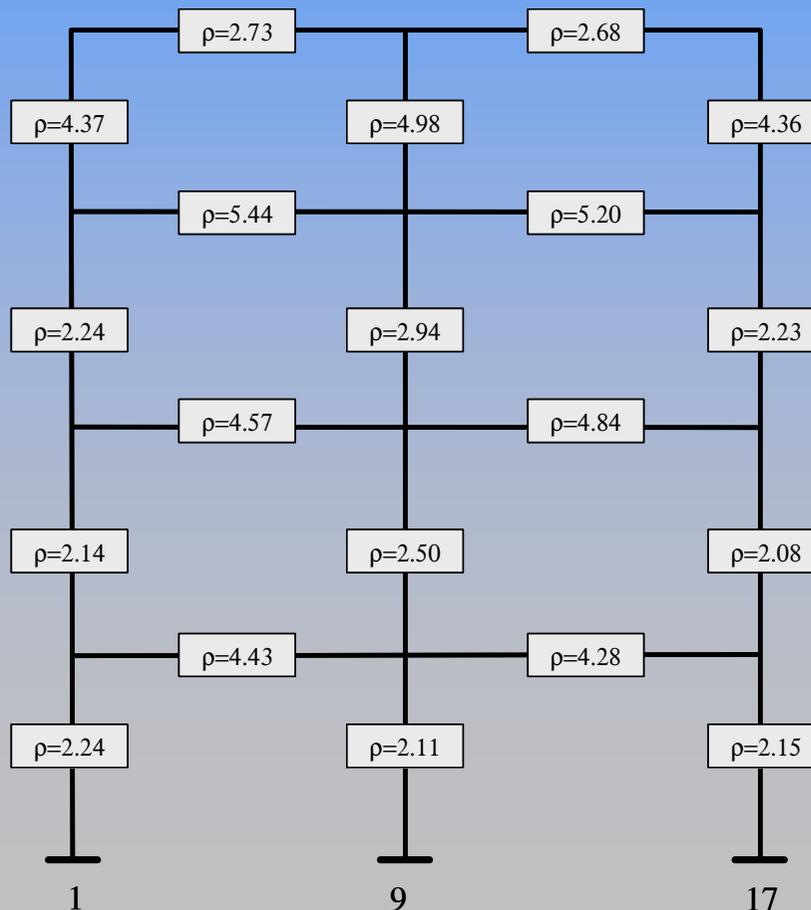
**Meccanismo  
duttile**

# ANALISI DINAMICA LINEARE SENZA UTILIZZO DEL FATTORE $q$

Dai risultati ottenuti e con riferimento al telaio in figura si registra un rapporto  $\rho_{\max}/\rho_{\min}$  pari a 2.61.

Inoltre dalle analisi condotte sull'intera struttura si registra un rapporto  $\rho_{\max}/\rho_{\min}$  pari a 3.60.

**Pertanto, l'analisi modale senza l'impiego del fattore  $q$  non è applicabile.**



# ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE $q$

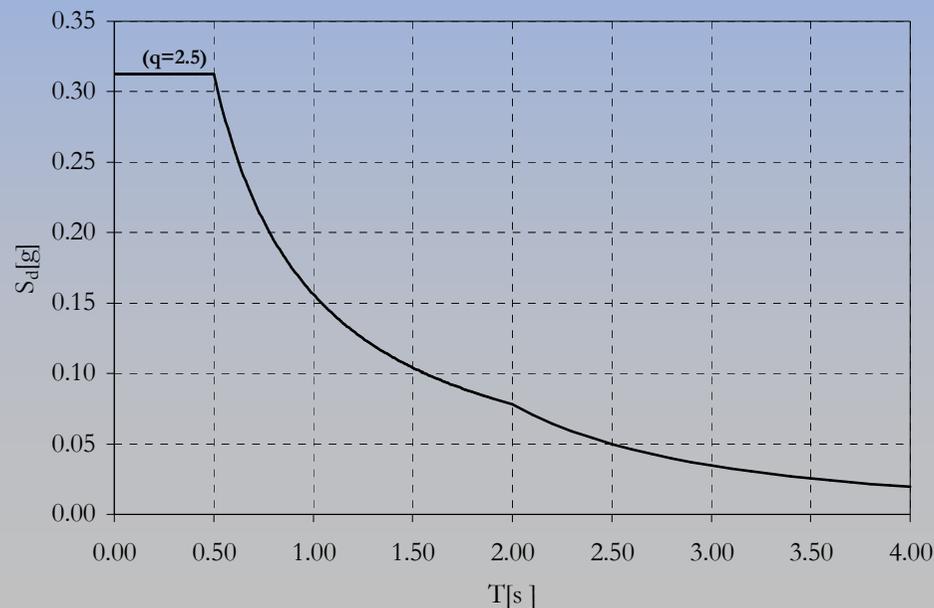
## Generalità

Nell'ipotesi di voler effettuare una analisi lineare mediante l'impiego del fattore di struttura  $q$  (punto 11.2.2.2) e stante l'applicabilità del metodo ai soli stati limite di DS e DL, lo spettro di progetto in termini di accelerazioni da doversi adoperare si ottiene:

*SL di DL lo spettro di progetto da adottare è quello elastico ridotto di un fattore pari a 2.5;*

*SL di DS lo spettro elastico riducendone le ordinate per il fattore di struttura  $q$  (punto 3.2.5).*

Il valore del fattore di struttura  $q$  è scelto nel campo fra 1.5 e 3.0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. In particolar modo, si è fatto riferimento ad un fattore di struttura  $q$  pari ad 2.5 il cui spettro allo stato limite di danno severo è riportato in figura.



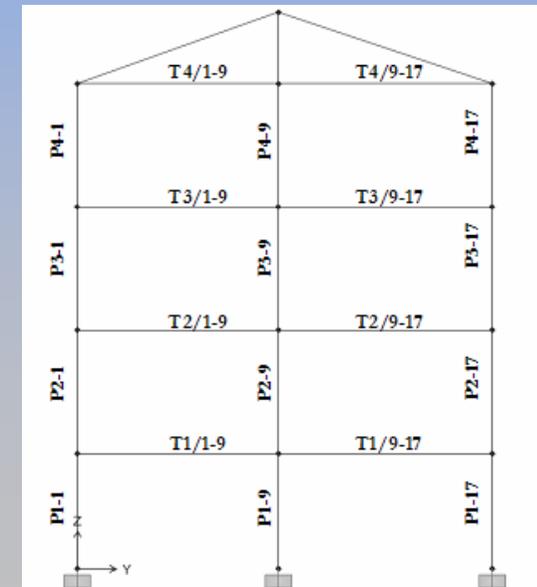
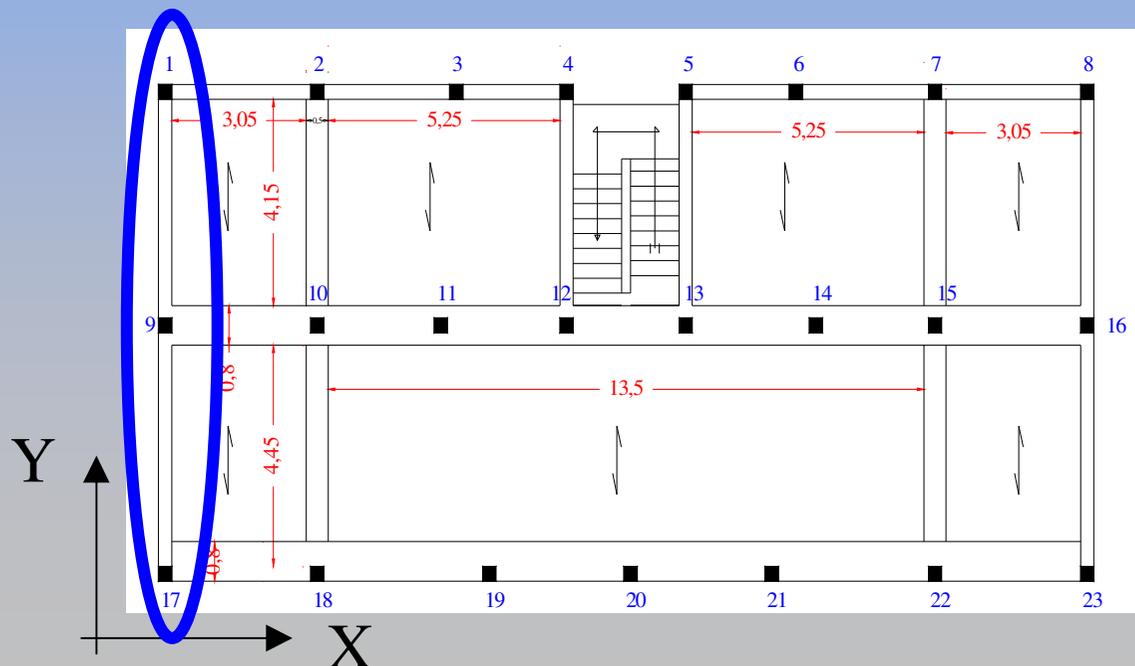
# ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE $q$

## Generalità

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali devono soddisfare la condizione che la **sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza**.

Quest'ultima valutata considerando i valori medi di resistenza dei materiali divisi per il coefficiente di confidenza che nel caso in esame è pari a 1.2.

Di seguito sono riportate le verifiche di resistenza per gli elementi del telaio **1-9-17**, per lo stato limite di danno severo **DS** considerando un'eccentricità accidentale e applicando l'azione sismica prevalentemente in direzione **trasversale Y**.



# ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE $q$

## Combinazione dell'azione sismica

		Pilastrata 1							
Elem	Sez. (m)	V+E <sub>1</sub>		V+E <sub>2</sub>		V+E <sub>3</sub>		V+E <sub>4</sub>	
		N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)
P1-1	0.00	-160.81	79.57	-87.96	72.66	-528.46	-83.58	-455.61	-90.48
	2.75	-160.81	-40.76	-87.96	-36.72	-528.46	57.28	-455.61	61.32
P2-1	0.00	-121.02	51.17	-66.07	43.89	-411.16	-59.52	-356.21	-66.80
	2.95	-121.02	-49.37	-66.07	-42.54	-411.16	59.76	-356.21	66.59
P3-1	0.00	-79.18	46.03	-44.38	36.76	-292.68	-53.98	-257.89	-63.26
	2.95	-79.18	-42.42	-44.38	-33.25	-292.68	50.55	-257.89	59.72
P4-1	0.00	-42.19	73.79	-33.43	68.31	-161.69	-88.51	-152.93	-93.99
	2.95	-42.19	-83.99	-33.43	-77.20	-161.69	98.54	-152.93	105.32

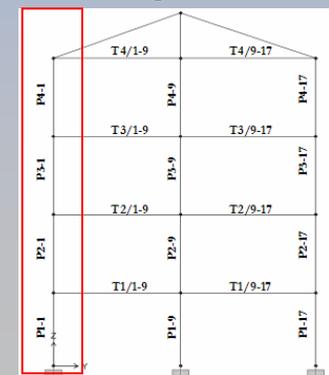
**V** (condizione di carico gravitazionale)

**E1=+Ey- 0.3Ex**

**E2=+Ey+0.3Ex** (condizioni sismiche)

**E3=-Ey- 0.3Ex**

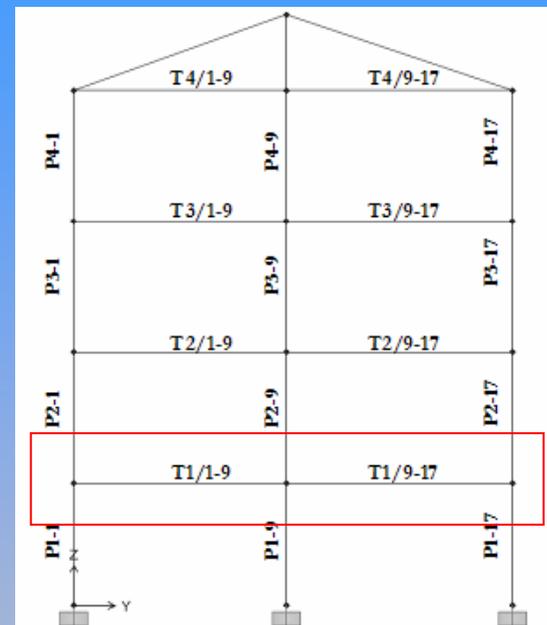
**E4=-Ey+0.3Ex**



# ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE $q$

## Combinazione dell'azione sismica

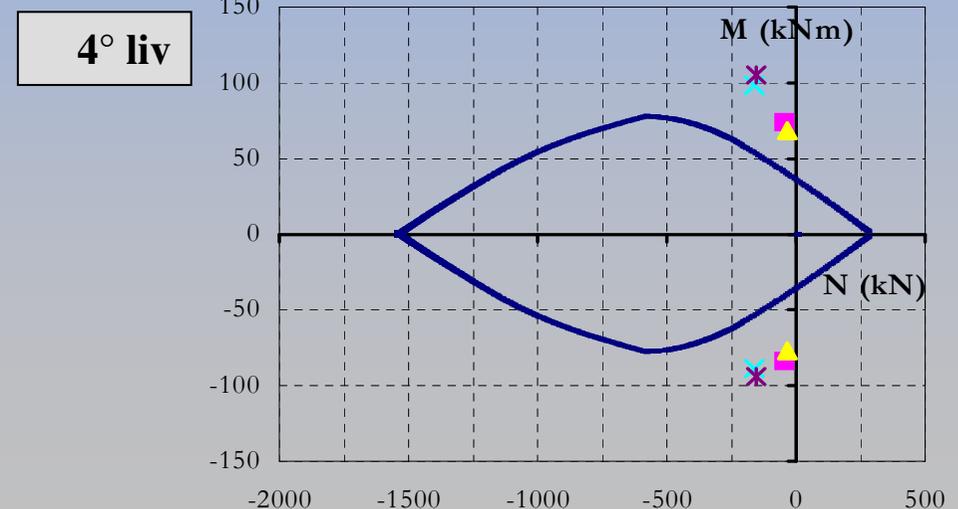
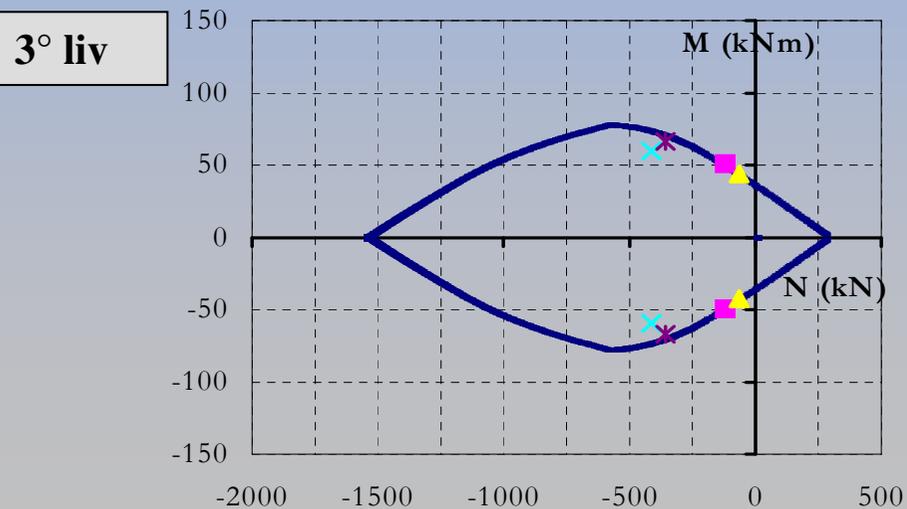
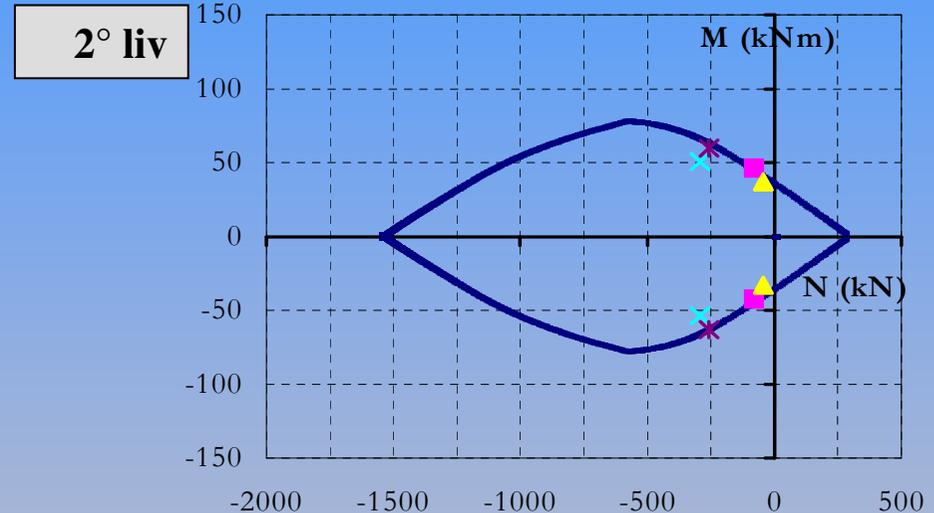
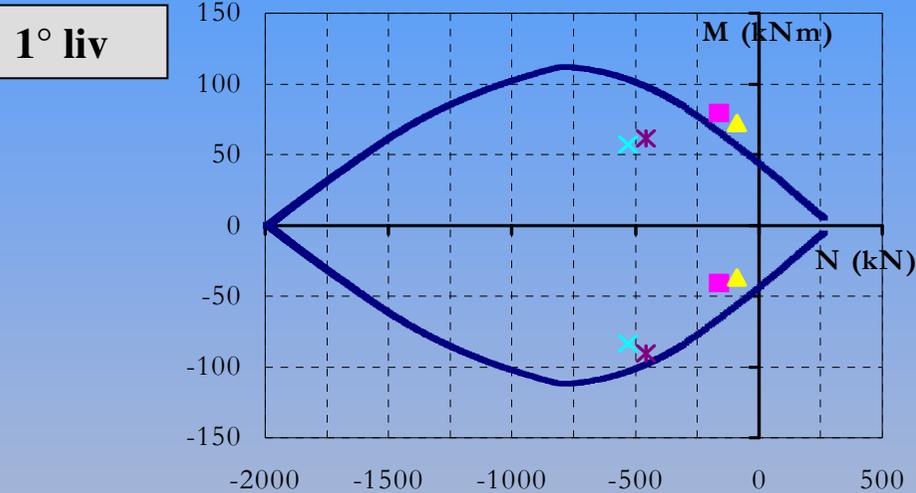
Elemento	B (m)	H (m)	Sez. (m)	Max. Comb.	M <sub>x</sub> (kNm)
T1/1-9	0.30	0.50	0.00	Pos.	98.94
			2.35		30.43
			4.70		57.66
T1/1-9	0.30	0.50	0.00	Neg.	-134.30
			2.35		4.23
			4.70		-123.18
T1/9-17	0.30	0.50	0.00	Pos.	51.93
			2.50		33.55
			5.00		94.00
T1/9-17	0.30	0.50	0.00	Neg.	-123.22
			2.50		7.62
			5.00		-132.99



# ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE $q$

## Verifiche di resistenza flessionale dei pilastri

Per i pilastri risulta vantaggioso determinare i domini di resistenza delle sezioni e confrontarli con le coppie M-N agenti. In particolare riferendosi alla pilastrata 1.

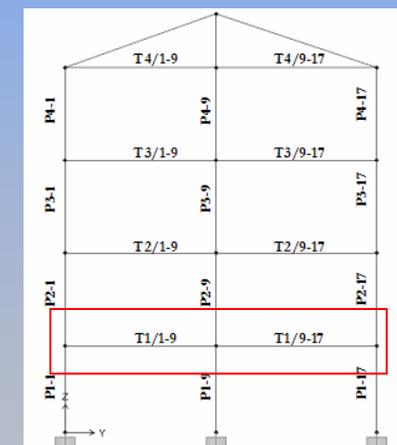


# ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE $q$

## Verifiche di resistenza flessionale delle travi

Per le travi si sono determinati i momenti ultimi positivo e negativo in 3 sezioni di riferimento e si sono confrontati con il valore dell'azione proveniente dalle 4 condizioni di carico sismico più gravitazionale

Elemento	B (m)	H (m)	Sez. (m)	Max. Comb.	Mx (kNm)	Mu- (kNm)	Mu+ (kNm)	Verifica
T1/1-9	0.30	0.50	0.00	Pos.	98.94	101.13	51.70	NO
			2.35		30.43	51.70	101.13	SI
			4.70		57.66	150.74	101.45	SI
T1/1-9	0.30	0.50	0.00	Neg.	-134.30	101.13	51.70	NO
			2.35		4.23	51.70	101.13	SI
			4.70		-123.18	150.74	101.45	SI
T1/9-17	0.30	0.50	0.00	Pos.	51.93	150.74	101.45	SI
			2.50		33.55	51.70	101.13	SI
			5.00		94.00	51.70	101.13	SI
T1/9-17	0.30	0.50	0.00	Neg.	-123.22	150.74	101.45	SI
			2.50		7.62	51.70	101.13	SI
			5.00		-132.99	51.70	101.13	NO



# ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE $\alpha$

## Verifiche di resistenza tagliante dei pilastri

Viene valutato il taglio ultimo sugli elementi considerando il valore medio di resistenze dei materiali diviso il fattore di confidenza in base allo stato limite raggiunto, che nel caso in questione è pari a 1.2. Secondo il D.M. 1996 il taglio ultimo è dato dalla somma di questi due termini:

$$V_u = \min (V_{Rd2}, V_{Rd3})$$

Elem.	B (m)	H (m)	A <sub>sw</sub>	Sez. (m)	Max. Comb	N (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>uy</sub> (kN)	Verifica
P1-1	0.35	0.35	1 $\phi$ 6/20	0.00	Pos.	87.96	43.72	47.57	SI
			1 $\phi$ 6/20	2.75			43.72	47.57	SI
			1 $\phi$ 6/20	0.00	Neg.	528.45	-55.17	53.29	NO
			1 $\phi$ 6/20	2.75			-55.17	53.29	NO
P2-1	0.30	0.30	1 $\phi$ 6/20	0.00	Pos.	66.07	34.05	38.72	SI
			1 $\phi$ 6/20	2.95			34.05	38.72	SI
			1 $\phi$ 6/20	0.00	Neg.	411.16	-45.19	44.28	NO
			1 $\phi$ 6/20	2.95			-45.19	44.28	NO
P3-1	0.30	0.30	1 $\phi$ 6/20	0.00	Pos.	44.38	29.92	36.65	SI
			1 $\phi$ 6/20	2.95			29.92	36.65	SI
			1 $\phi$ 6/20	0.00	Neg.	292.68	-41.62	42.50	SI
			1 $\phi$ 6/20	2.95			-41.62	42.50	SI
P4-1	0.30	0.30	1 $\phi$ 6/20	0.00	Pos.	33.43	53.47	48.43	NO
			1 $\phi$ 6/20	2.95			53.47	48.43	NO
			1 $\phi$ 6/20	0.00	Neg.	161.69	-67.55	55.47	NO
			1 $\phi$ 6/20	2.95			-67.55	55.47	NO

# ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE $\alpha$

## Verifiche di resistenza tagliante delle travi

Viene valutato il taglio ultimo sugli elementi considerando il valore medio di resistenze dei materiali diviso il fattore di confidenza in base allo stato limite raggiunto, che nel caso in questione è pari a 1.2. Secondo il D.M. 1996 il taglio ultimo è dato dalla somma di questi due termini:

$$V_u = \min (V_{Rd2}, V_{Rd3})$$

Elemento	B (m)	H (m)	Asw	Sez. (m)	Max. Comb.	Vx (kN)	Vu (kN)	Verifica
T1/1-9	0.30	0.50	1 $\phi$ 6/20	0.00	Pos.	11.05	43.29	SI
			1 $\phi$ 6/20	2.35		47.26	61.39	SI
			1 $\phi$ 6/20	4.70		83.47	79.50	NO
T1/1-9	0.30	0.50	1 $\phi$ 6/20	0.00	Neg.	-77.06	76.29	NO
			1 $\phi$ 6/20	2.35		-40.84	58.18	SI
			1 $\phi$ 6/20	4.70		-4.63	40.08	SI
T1/9-17	0.30	0.50	1 $\phi$ 6/20	0.00	Pos.	-1.54	38.53	SI
			1 $\phi$ 6/20	2.50		36.98	56.26	SI
			1 $\phi$ 6/20	5.00		75.51	75.52	SI
T1/9-17	0.30	0.50	1 $\phi$ 6/20	0.00	Neg.	-81.97	78.75	NO
			1 $\phi$ 6/20	2.50		-43.44	59.48	SI
			1 $\phi$ 6/20	5.00		-4.92	40.22	SI

# ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE $\alpha$

## Verifiche di resistenza dei nodi trave-colonna

Per quanto riguarda i nodi la verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati come definiti al *punto 5.4.3.1*. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione che quella a compressione, entrambe diagonali.

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

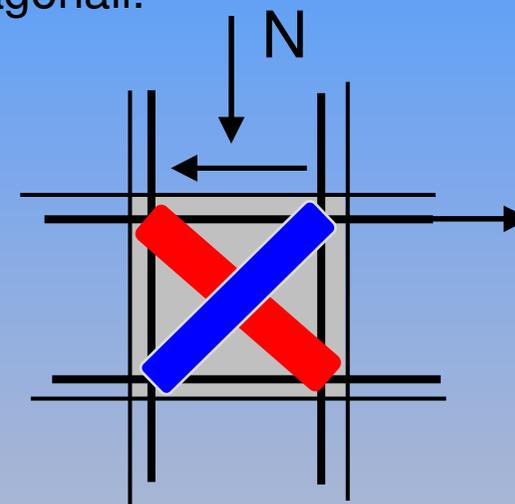
$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.5f_c$$

dove :

$N$  indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore,

$V_n$  indica il 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.



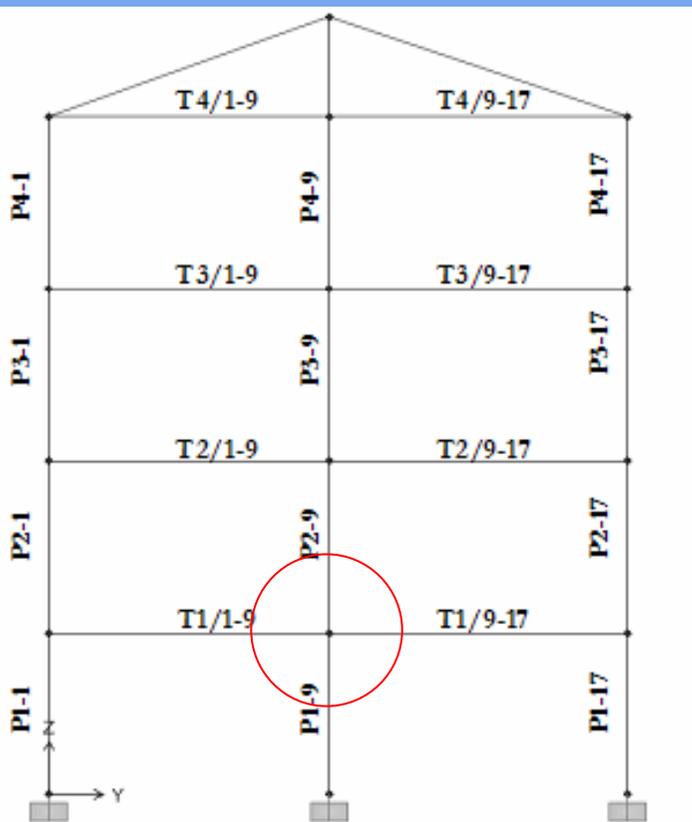
Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il **fattore di confidenza** appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il **coefficiente parziale del materiale**.

# ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE $\alpha$

## Verifiche di resistenza dei nodi trave-colonna

Nel caso in esame le massime tensioni di trazione e compressione sono rispettivamente pari a:

$$0.3\sqrt{f_c} = 10.67\text{MPa} \qquad 0.5f_c = 63.25\text{MPa}$$

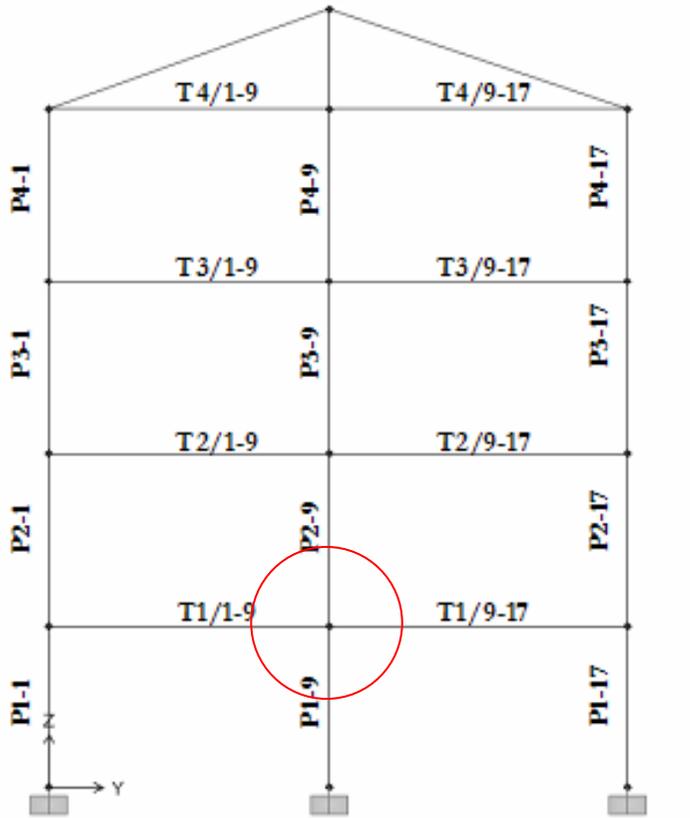


Dall'analisi delle sollecitazioni, considerando le quattro condizioni di carico sismico e gravitazionale in testa al pilastro P1-9 si hanno le seguenti caratteristiche della sollecitazione:

Condizione di carico	N [kN]	V <sub>x</sub> [kN]
V+E1	-358.18	57.61
V+E2	-387.20	50.90
V+E3	-371.41	-52.19
V+E4	-400.42	-58.91

# ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE $q$

## Verifiche di resistenza dei nodi trave-colonna

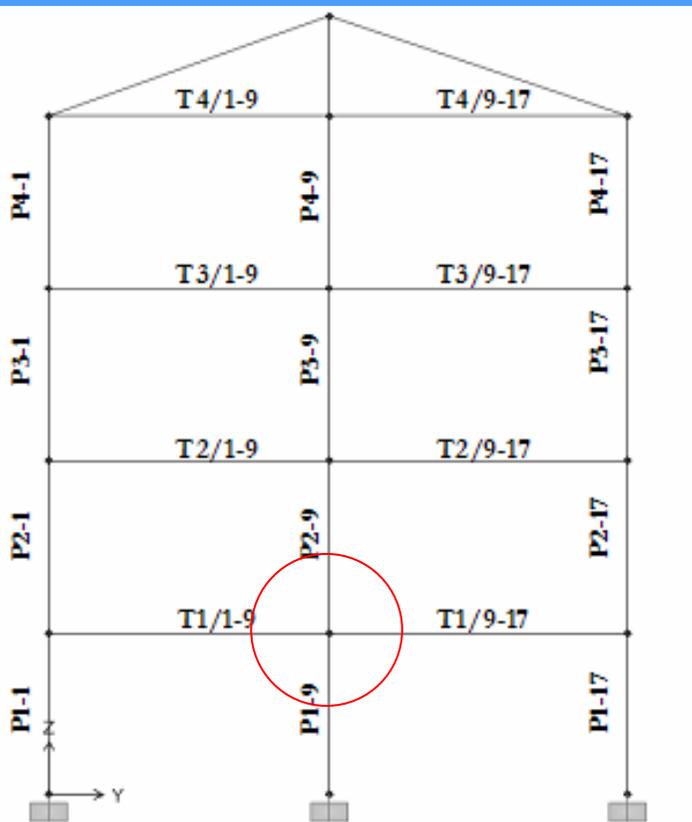


Dall'analisi delle sollecitazioni, considerando le quattro condizioni di carico sismico e gravitazionale nelle travi adiacenti il nodo trave-colonna in esame, si hanno le seguenti caratteristiche della sollecitazione:

Condizione di carico	T1/1-9	T1/9-17
	My [kN]	My [kN]
V+E1	-123.18	51.93
V+E2	-115.00	43.58
V+E3	49.48	-114.87
V+E4	57.66	-123.22

# ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE $q$

## Verifiche di resistenza dei nodi trave-colonna



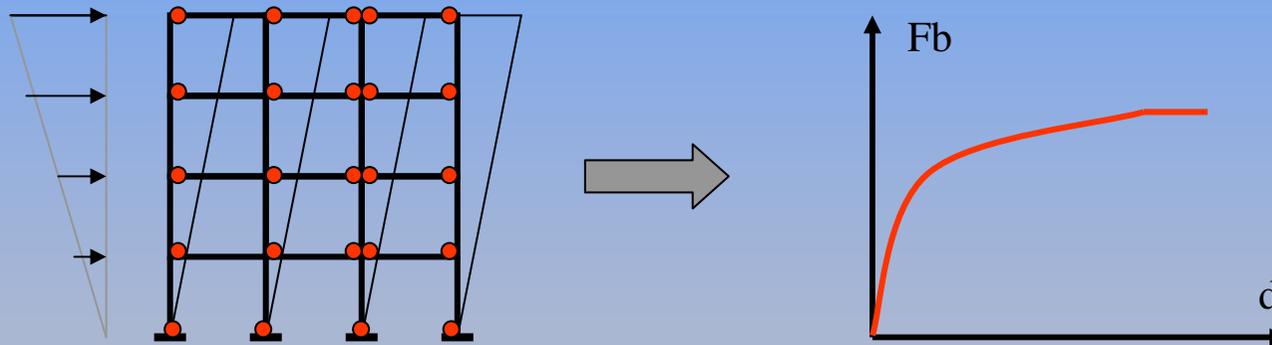
Valutando la tensione di trazione nelle armature tese in funzione dei momenti agenti sulle travi, il taglio complessivo che sollecita il nodo nonché i valori di tensione di trazione e di compressione valutati sono pari a:

Condizione di carico	$V_{\text{nodo}}$ [kN]	$\sigma_t$ [MPa]	$\sigma_c$ [MPa]
V+E1	-159.19	20.69	60.49
V+E2	-151.51	18.44	61.46
V+E3	149.98	18.56	59.83
V+E4	157.96	19.31	63.80

Si può notare come la verifica del nodo non è soddisfatta sia in termini di tensioni di trazione quanto di compressione.

## ANALISI STATICA NON LINEARE

L'analisi consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un opportuno sistema di forze statiche orizzontali che aumentando in maniera incrementale facciano crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura (generalmente posizionato nel baricentro delle masse all'ultimo impalcato) fino al raggiungimento di un meccanismo di collasso considerando al contempo la non linearità dei materiali costituenti la struttura.



Questo tipo di analisi può essere eseguito solo se il livello di conoscenza raggiunto è pari almeno a **LC2**

# ANALISI STATICA NON LINEARE

---

## *Il metodo si articola nei passi seguenti:*

- determinazione di un legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate (“taglio alla base” di un “punto di controllo”, usualmente scelto come il baricentro dell’ultimo piano) e lo spostamento;
- determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà a comportamento bi-lineare equivalente;
- determinazione della risposta massima in spostamento di tale sistema con utilizzo dello spettro di risposta elastico;
- conversione dello spostamento del sistema equivalente determinato come sopra nella configurazione deformata effettiva dell’edificio e verifica della compatibilità degli spostamenti (elementi/meccanismi duttili) e delle resistenze (elementi/meccanismi fragili).

# ANALISI STATICA NON LINEARE

## PROPRIETA' DEI MATERIALI DA UTILIZZARE NELL'ANALISI

Modello Non Lineare	
Domanda	Capacità
Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.
	In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.

Tabella 11.3 – Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza

# ANALISI STATICA NON LINEARE

## LEGAME FORZA SPOSTAMENTO GENERALIZZATO

Devono essere applicati all'edificio almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali applicate ai baricentri delle masse a ciascun piano:

**1) *una distribuzione di forze proporzionali alle masse applicate*** separatamente nelle due direzioni di studio trasversale e longitudinale:

Impalcato	Masse (t)	$F_x = F_y$
1	183.02	1.75
2	179.64	1.72
3	178.61	1.71
S	107.56	1.03
Copertura	104.54	1.00

Direzione x/y

# ANALISI STATICA NON LINEARE

## LEGAME FORZA SPOSTAMENTO GENERALIZZATO

2) *una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente il primo modo di vibrazione* applicate separatamente nella direzione presa in esame:

Impalcato	Masse (t)	1 modo $\phi_x$	$F_x = m \times \phi_x$
1	183.02	0.126	<b>0.22</b>
2	179.64	0.423	<b>0.73</b>
3	178.61	0.740	<b>1.26</b>
S	107.56	1.000	<b>1.03</b>
Copertura	104.54	1.000	<b>1.00</b>

Direzione x

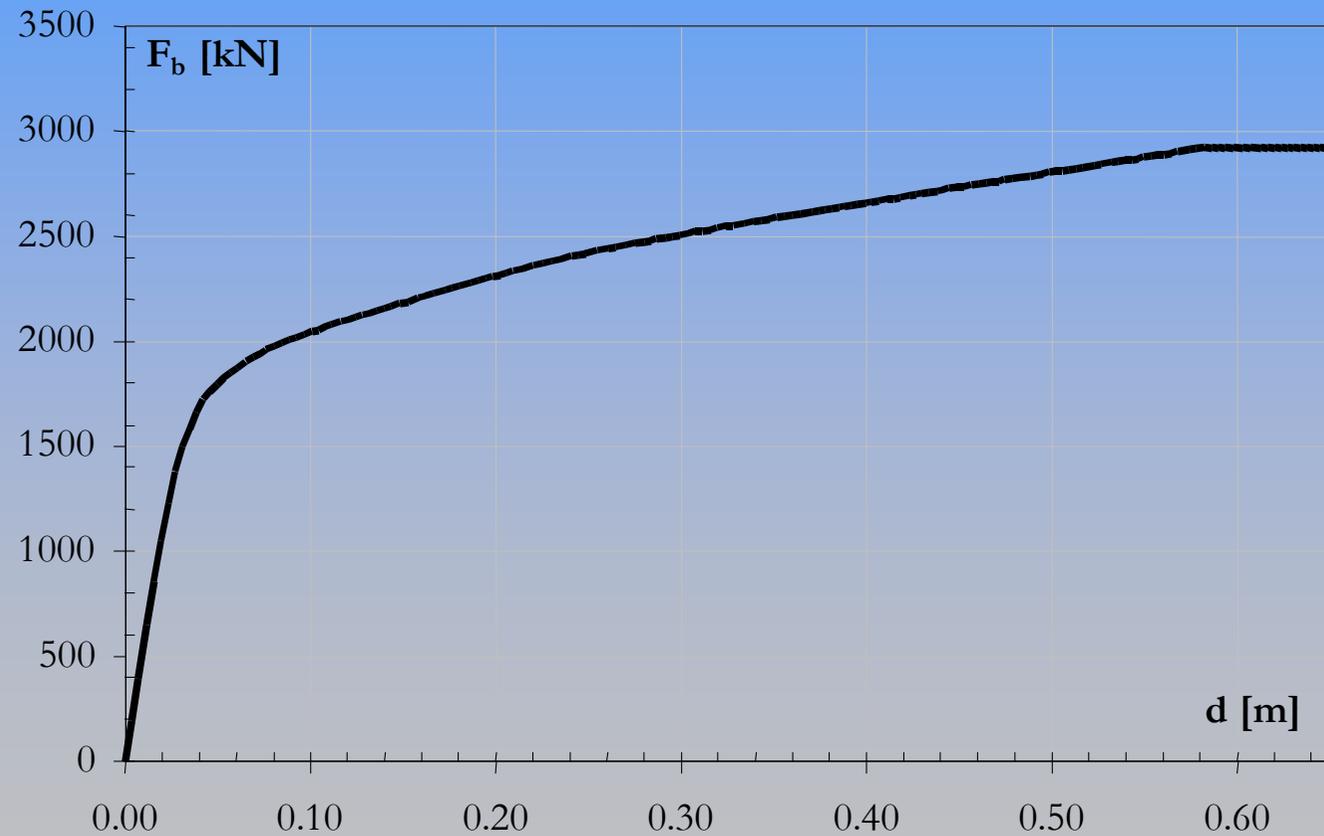
Impalcato	Masse (t)	1 modo $\phi_y$	$F_y = m \times \phi_y$
1	183.02	0.135	<b>0.24</b>
2	179.64	0.401	<b>0.69</b>
3	178.61	0.671	<b>1.15</b>
S	107.56	1.000	<b>1.03</b>
Copertura	104.54	1.000	<b>1.00</b>

Direzione y

# ANALISI STATICA NON LINEARE

## RISULTATI DELL'ANALISI DI PUSHOVER

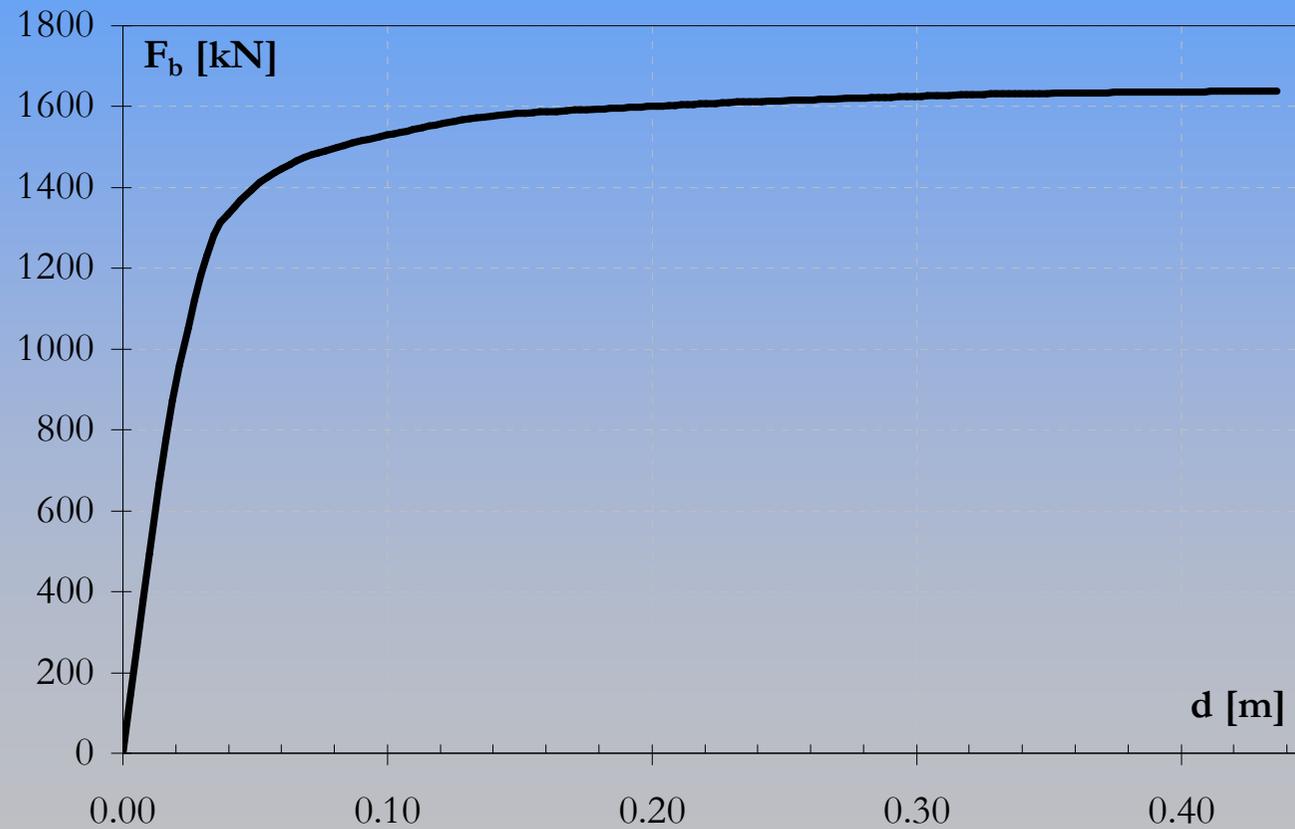
### PUSHOVER DIREZIONE LONGITUDINALE – FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE



# ANALISI STATICA NON LINEARE

## RISULTATI DELL'ANALISI DI PUSHOVER

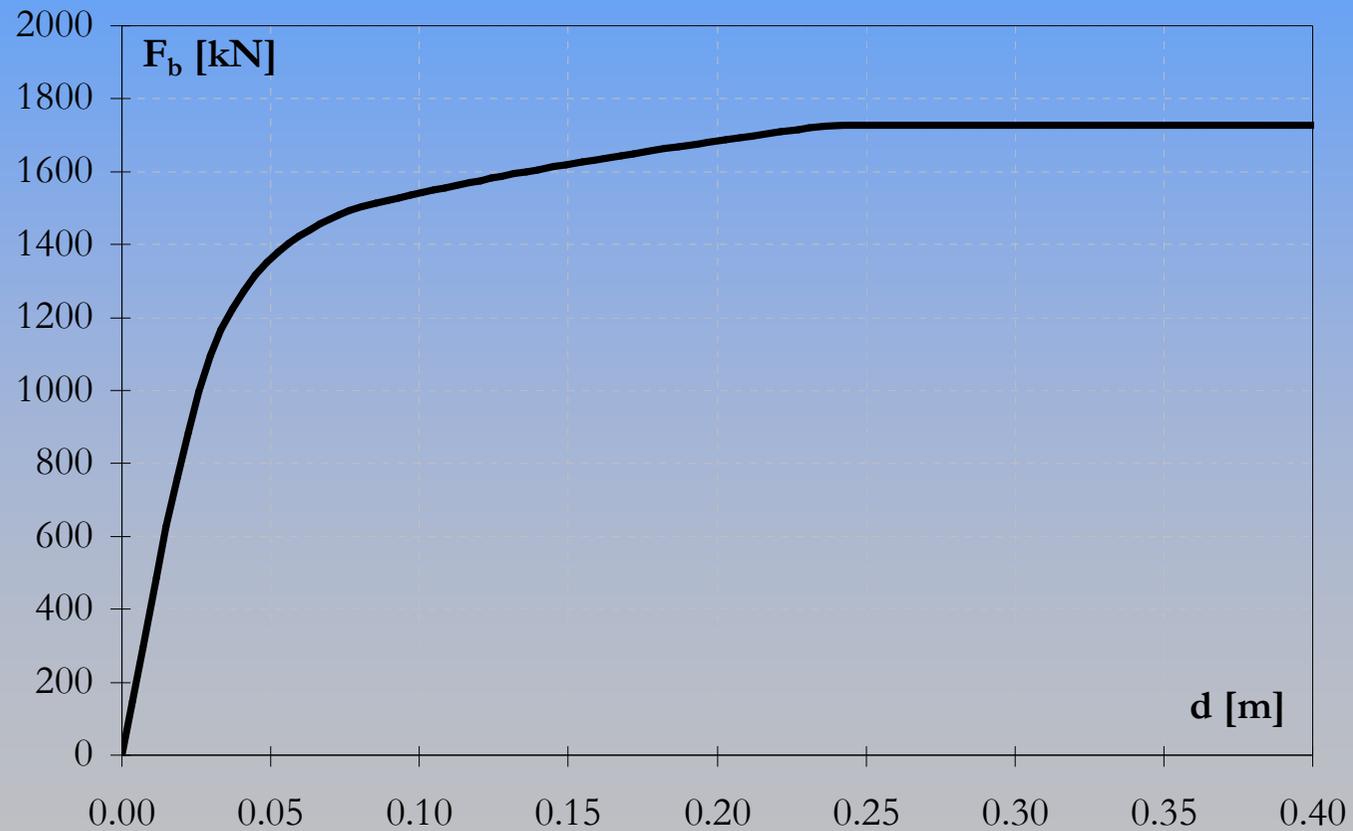
### PUSHOVER DIREZIONE TRASVERSALE – FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE



# ANALISI STATICA NON LINEARE

## RISULTATI DELL'ANALISI DI PUSHOVER

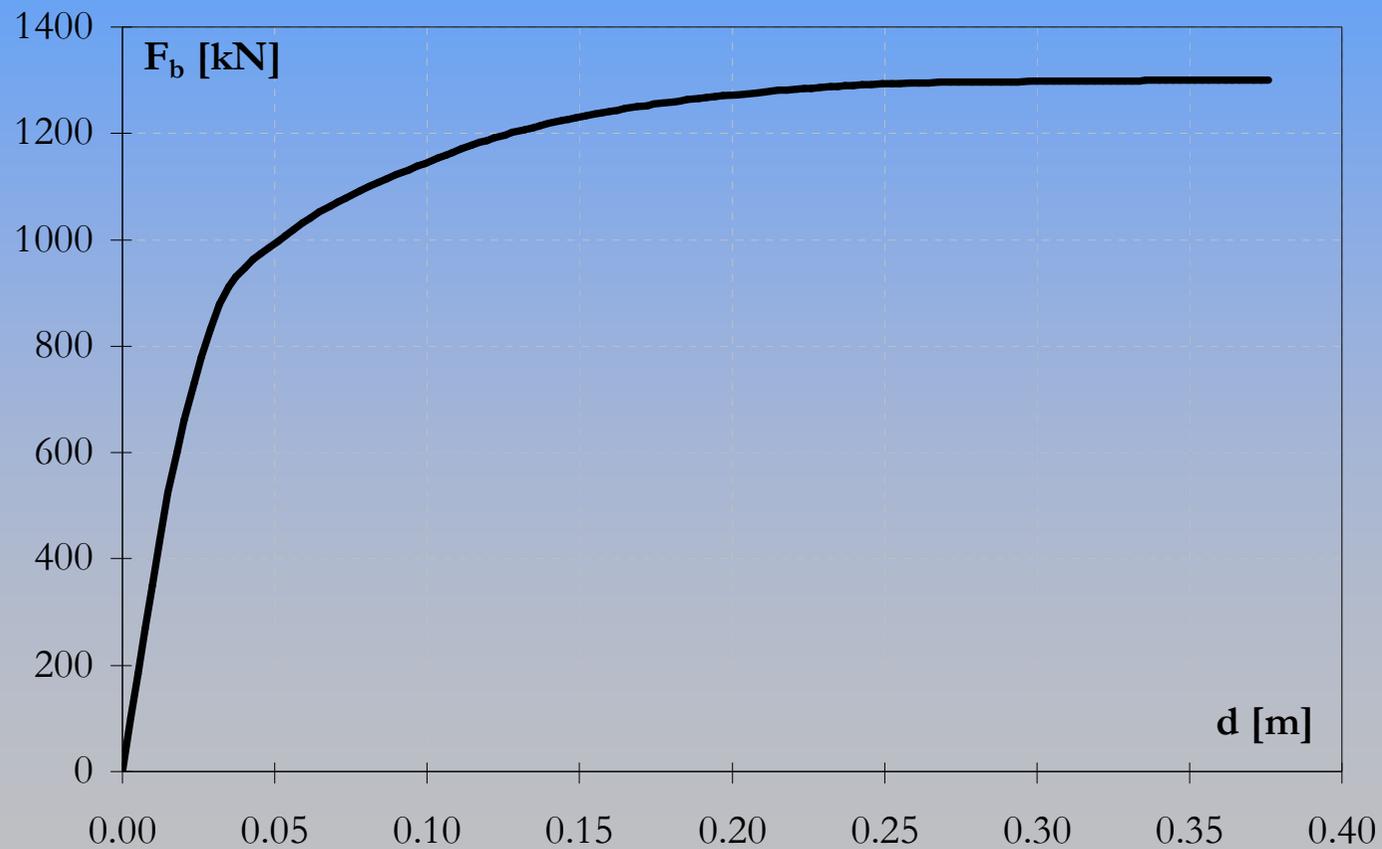
### PUSHOVER DIREZIONE LONGITUDINALE – FORZE PROPORZIONALI AI MODI



# ANALISI STATICA NON LINEARE

## RISULTATI DELL'ANALISI DI PUSHOVER

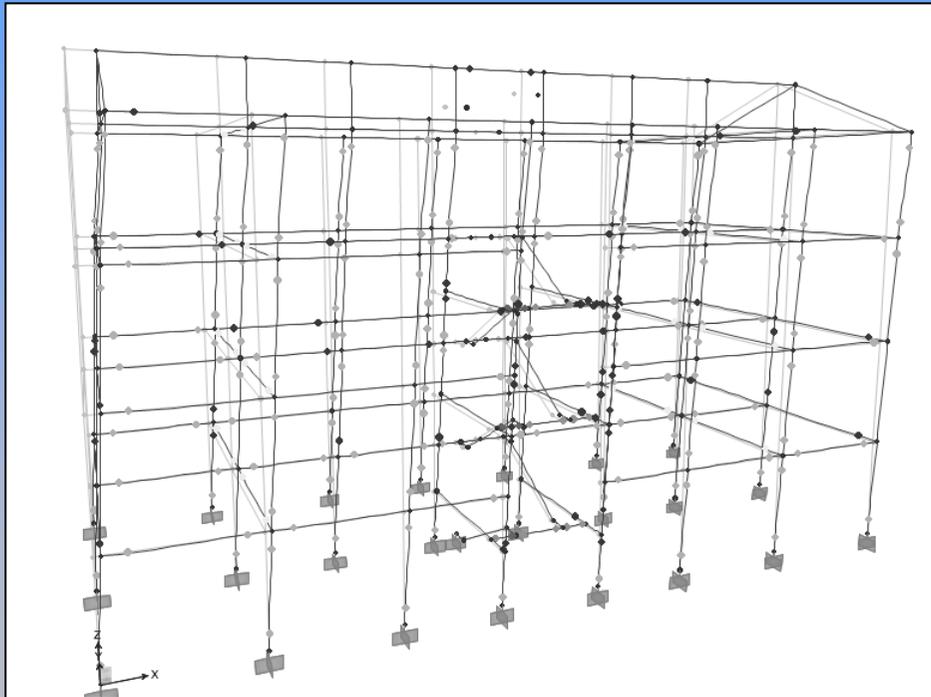
### PUSHOVER DIREZIONE TRASVERSALE – FORZE PROPORZIONALI AI MODI



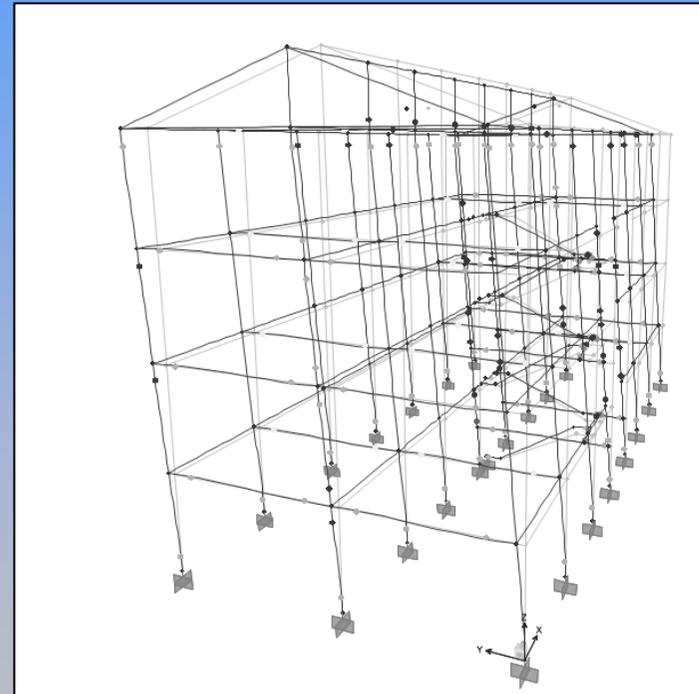
# ANALISI STATICA NON LINEARE

## DISTRIBUZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE

### FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE



**DIREZIONE LONGITUDINALE**

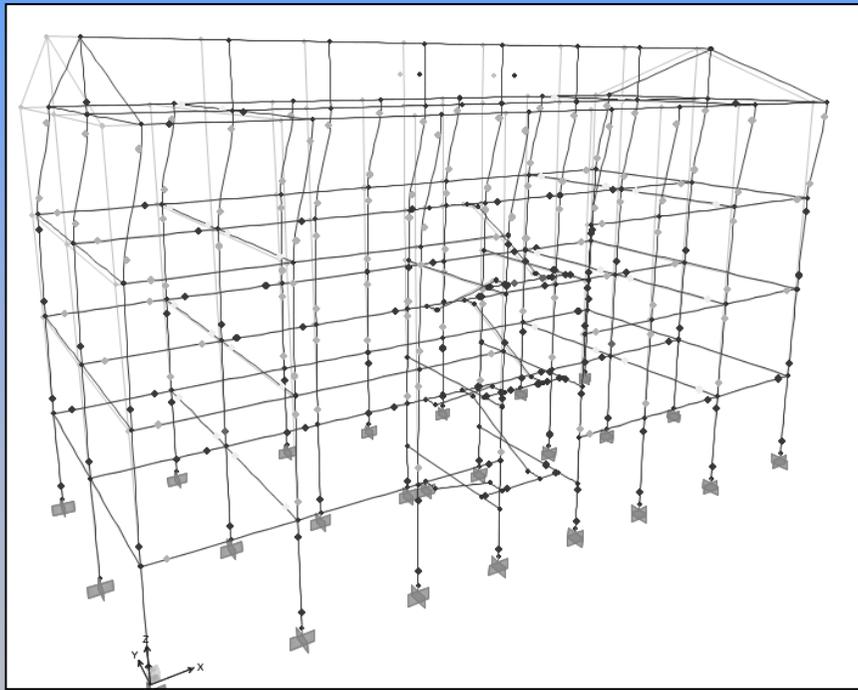


**DIREZIONE TRASVERSALE**

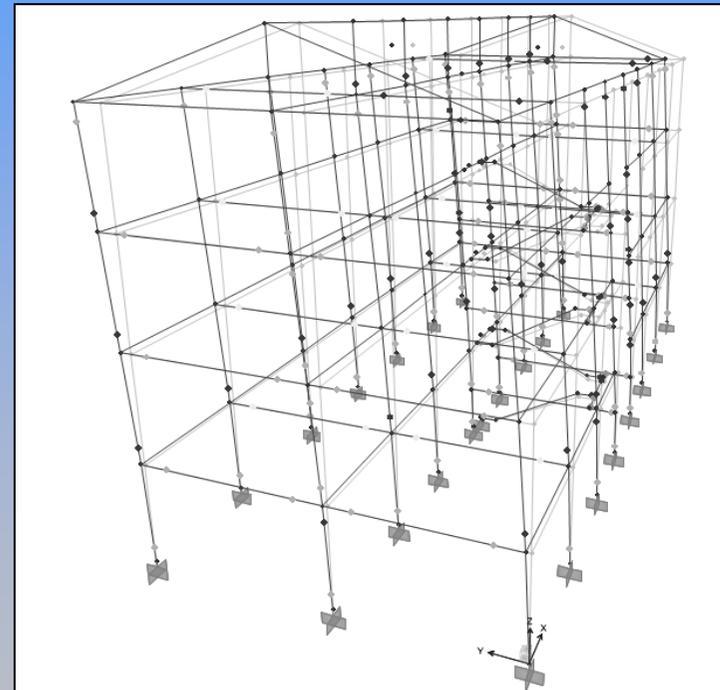
# ANALISI STATICA NON LINEARE

## DISTRIBUZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE

FORZE PROPORZIONALI AL PRODOTTO DEI MODI PER LA MASSA



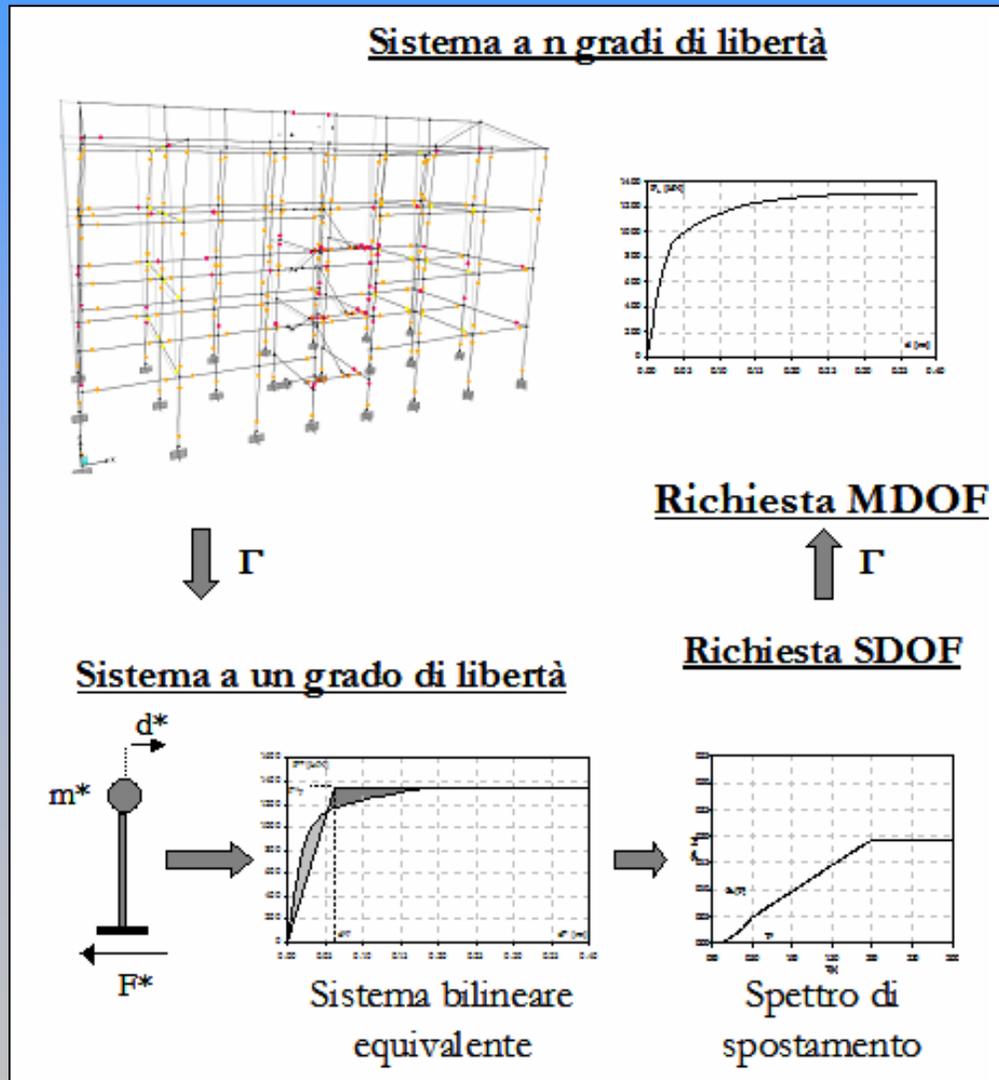
**DIREZIONE LONGITUDINALE**



**DIREZIONE TRASVERSALE**

# ANALISI STATICA NON LINEARE

## SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE – RICHIESTA DI SPOSTAMENTO



$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad \Gamma_x = 1.28 \quad \Gamma_y = 1.32$$

$$F^* = F_b / \Gamma \quad , \quad d^* = d_c / \Gamma$$

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

$$T^* \geq T_C$$

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*)$$

$$T^* < T_C$$

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

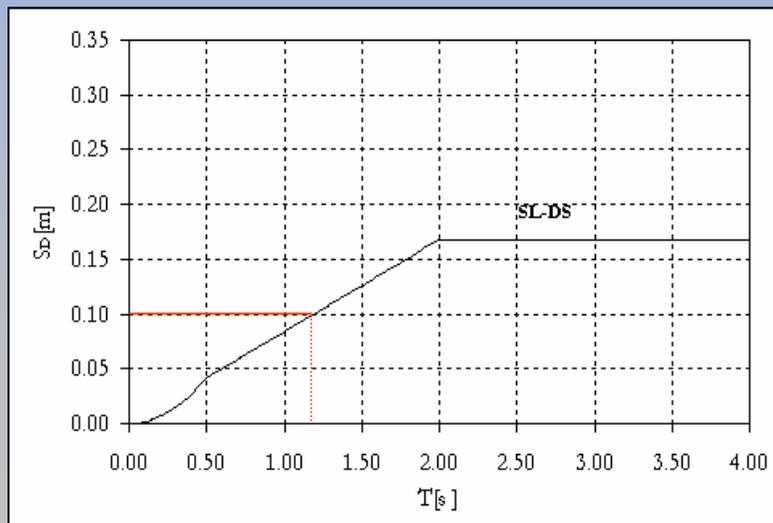
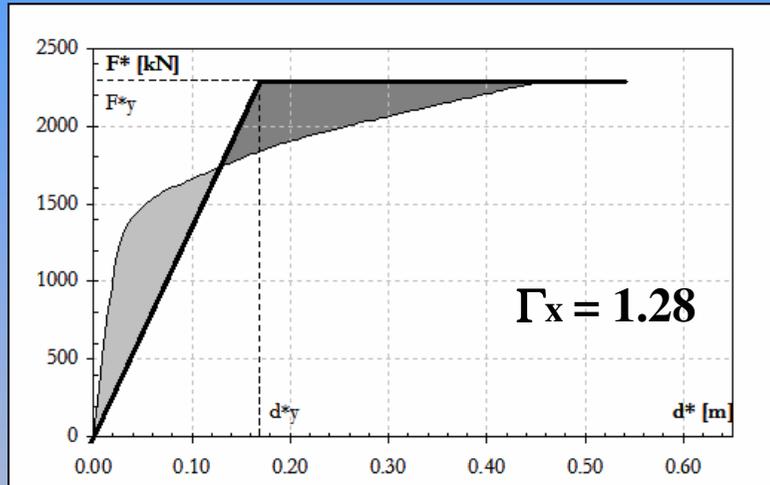
$$q^* = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}$$

Funzione dello stato limite

# ANALISI STATICA NON LINEARE

## SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE – RICHIESTA DI SPOSTAMENTO

### BILINEARE EQUIVALENTE IN DIREZIONE LONGITUDINALE – SLDS – DISTRIBUZIONE DI FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE

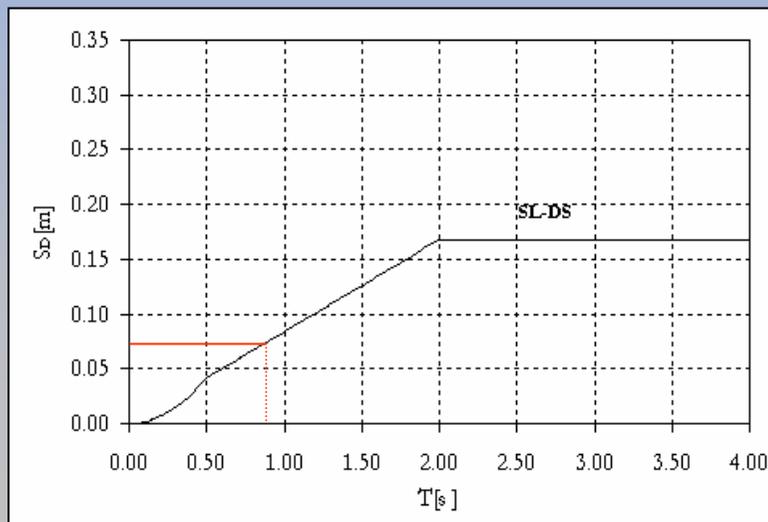
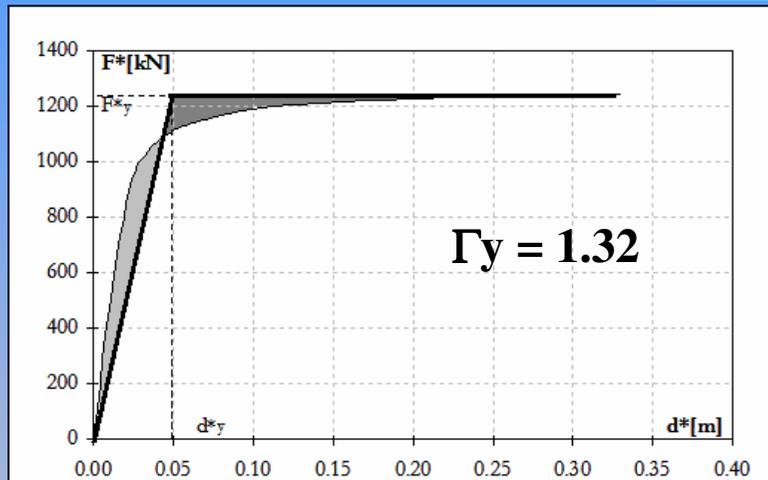


$F_y^*$ [kN]	2284
$d_y^*$ [m]	0.171
$K^*$ [kN/m]	13386
$T^*$ [sec]	1.15
$S_{De}(T^*)$ [m]	0.112
$d_{max}^*$ [m]	0.112
$d_{max}$ [m]	<b>0.143</b>

# ANALISI STATICA NON LINEARE

## SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE – RICHIESTA DI SPOSTAMENTO

### BILINEARE EQUIVALENTE IN DIREZIONE TRASVERSALE – SLDS – DISTRIBUZIONE DI FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE



$F_y^*$ [kN]	1242
$d_y^*$ [m]	0.05
$K^*$ [kN/m]	25597
$T^*$ [sec]	0.81
$S_{De}(T^*)$ [m]	0.08
$d_{max}^*$ [m]	0.08
$d_{max}$ [m]	<b>0.101</b>

# ANALISI STATICA NON LINEARE

## SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE – RICHIESTA DI SPOSTAMENTO SINTESI DEI RISULTATI PER LO STATO LIMITE DI DANNO SEVERO

	Direzione X		Direzione Y	
	Forza 1 (masse)	Forza 2(modi)	Forza 1	Forza 2
$\Gamma$	1.28		1.32	
$F_y^*$ [kN]	2284	1350	1242	985
$d_y^*$ [m]	0.171	0.061	0.05	0.06
$K^*$ [kN/m]	13386	22024	25597	16444
$T^*$ [sec]	1.15	0.89	0.81	1.01
$S_{De}(T^*)$ [m]	0.112	0.086	0.08	0.098
$d_{max}^*$ [m]	0.112	0.086	0.08	0.098
$d_{max}$ [m]	<b>0.143</b>	<b>0.111</b>	<b>0.101</b>	<b>0.132</b>

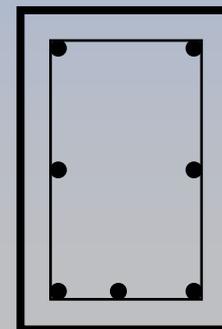
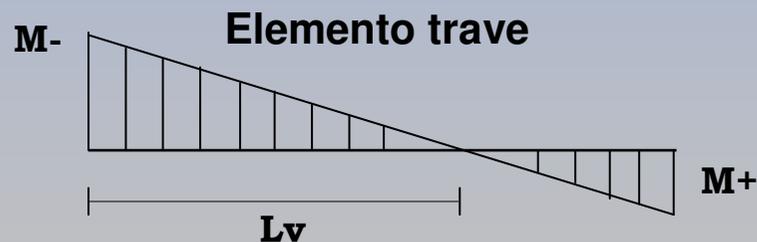
## VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' DELLA STRUTTURA

La capacità della struttura si valuta sia in termini di deformabilità per gli elementi duttili e sia in termini di resistenza per gli elementi fragili.

## CAPACITA' DEFORMATIVA

La capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione  $\theta$  della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio

$$L_v = M/V$$



## VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' DELLA STRUTTURA

### Rotazione ultima di elemento

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,0 \pm \omega)}{\max(0,0 \pm \omega)} f_c \right]^{0,225} \left( \frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{10 \rho_d})$$

$\gamma_{el} = 1.5$  per gli elementi primari ed  $1.0$  per gli elementi secondari

$h$  è l'altezza della sezione;  $v = N / (A_c f_c)$   $\omega = A_s f_y / (b h f_c)$   $\omega' = A'_s f_y / (b h f_c)$

$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$  percentuale di armatura trasversale ( $s_h =$  interasse delle staffe),

$\rho_d$  percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione

$\alpha = \left( 1 - \frac{s_h}{2b_o} \right) \left( 1 - \frac{s_h}{2h_o} \right) \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o} \right)$  Fattore di efficienza di confinamento

( $b_o$  e  $h_o$  dimensioni della nucleo confinato,  $b_i$  distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro)

## VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' DEFORMATIVA DELLA STRUTTURA

### Rotazione ultima di elemento ( formulazione alternativa)

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

$$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_b L f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{Lunghezza della cerniera plastica}$$

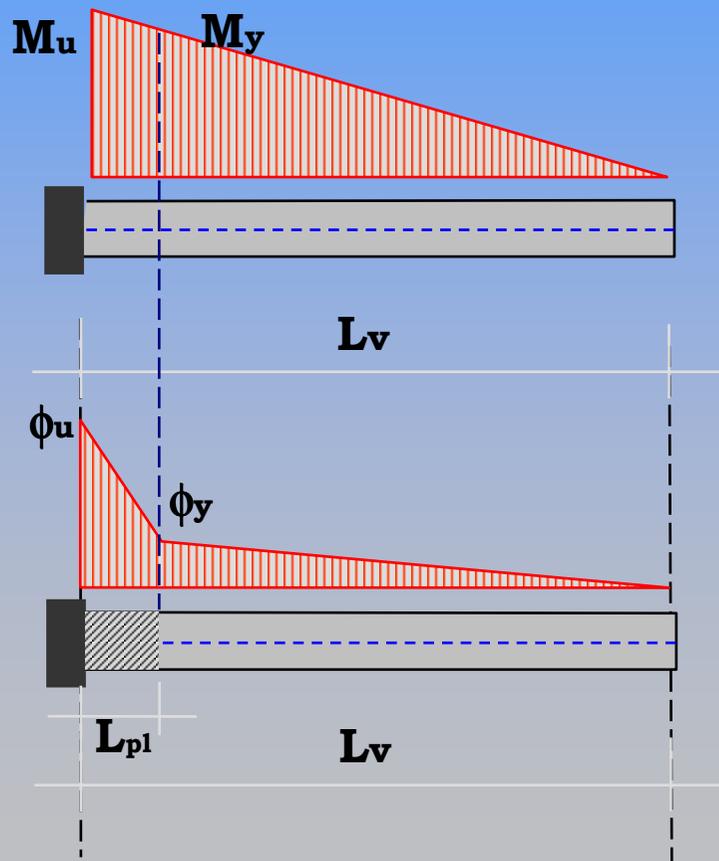
$\theta_y$  Rotazione rispetto la corda allo snervamento

$\phi_u$  curvatura ultima valutata considerando le *deformazioni ultime del conglomerato (tenuto conto del confinamento)* e dell'acciaio (da stimare sulla base dell'allungamento uniforme al carico massimo, in mancanza di informazioni si può assumere che la *deformazione ultima dell'acciaio sia pari al 4%*)

$\phi_y$  curvatura allo snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento  $\epsilon_{sy}$

## VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' DEFORMATIVA DELLA STRUTTURA

### Rotazione ultima di elemento



$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

## VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' DEFORMATIVA DELLA STRUTTURA

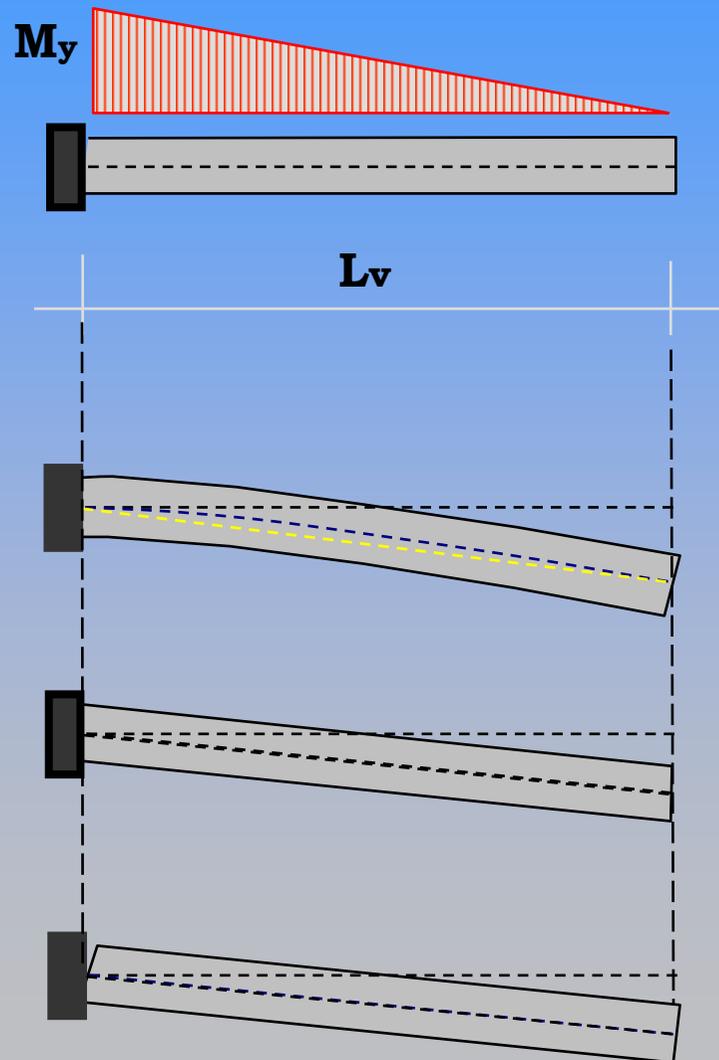
### Rotazione allo snervamento di elemento

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0,0013 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{Per travi e pilastri}$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0,002 \left( 1 - 0,125 \frac{L_V}{h} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{Per pareti}$$

# ANALISI STATICA NON LINEARE

## Rotazione allo snervamento di elemento



$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,0013 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Contributo  
flessionale

Contributo  
tagliante

Scorrimento  
delle barre

I valori di massima capacità deformativa sono differenti in relazione a i 3 stati limite

SL-DL



$$\theta_{u,DL} = \theta_y$$

SL-DS



$$\theta_{u,DS} = \frac{3}{4} \theta_u$$

SL-DC



$$\theta_{u,CO} = \theta_u$$

## VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' IN TERMINI DI RESISTENZA

si deve valutare il taglio sugli elementi come somma dei momenti di estremità diviso la luce dell'elemento e si deve confrontare con il più piccolo di:

- 1) il taglio ultimo dato dalla somma del  $V_{cd}$  contributo del puntone di calcestruzzo compresso e del  $V_{wd}$  contributo delle staffe dati dalle seguenti espressioni:  
(D.M.LL.PP. del 09/01/1996)

$$V_{cd} = 0.60 f_{ctd} b_w d \delta \quad V_{wd} = A_{sw} f_{ywd} \frac{0.90d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

- 2) il taglio ultimo : (D.M.LL.PP. del 09/01/1996)

$$V_{RD2} = 0.30 f_{cd} b_w d$$

## VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' IN TERMINI DI RESISTENZA

### *Nodi trave-pilastro*

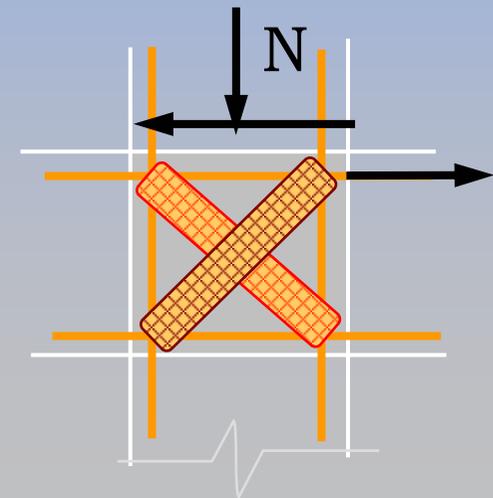
La verifica di resistenza va effettuata solo per i nodo non interamente confinati

La resistenza deve essere verificata sia lungo la diagonale tesa che lungo la diagonale compressa:



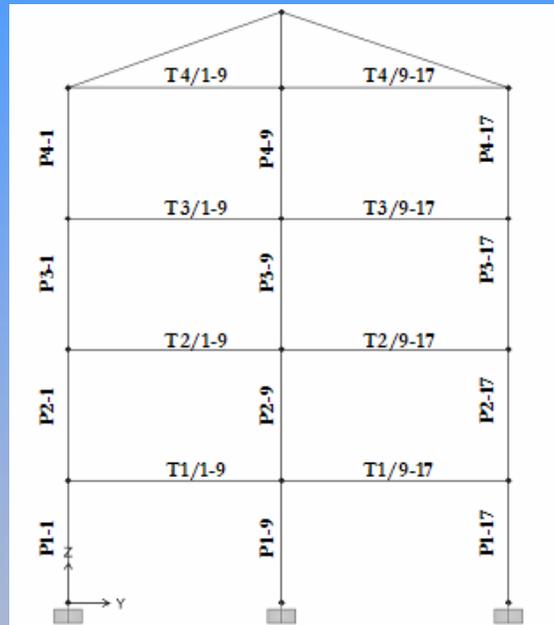
TRAZIONE 
$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.3\sqrt{f_c}$$

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

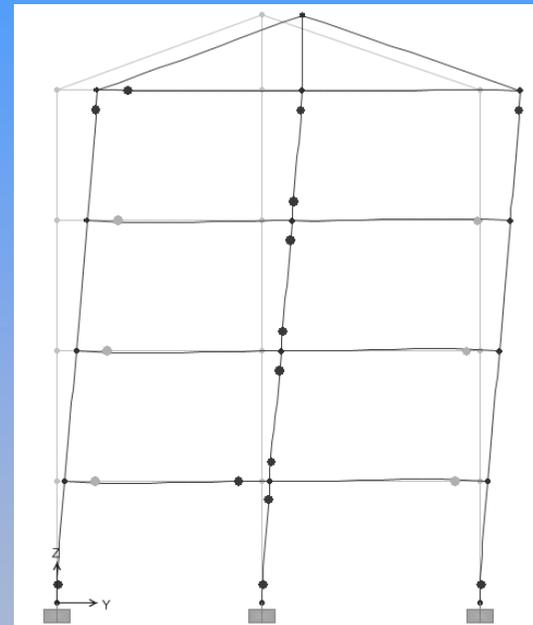


# ANALISI STATICA NON LINEARE

## SINTESI DEI RISULTATI - STATO LIMITE DANNO SEVERO



TELAIO DI RIFERIMENTO



FORMAZIONE CERNIERE PLASTICHE – DISTRIBUZIONE DI FORZE 1 (MASSA)

$$d_{max} = 0.101 \text{ m}$$

## ANALISI STATICA NON LINEARE – Verifiche deformative

PILASTRI							
Elemento	B	H	Sezione	$\Theta$ richiesta	$N_{grav}$	$\Theta$ disponibile	Verifica
	[m]	[m]	[m]	[rad]	[kN]	$\frac{3}{4} \theta u$ [rad]	
p1-17	0.35	0.35	0.00	0.006987	326.97	0.01577	Ok
			2.75	0.00077			Ok
p2-17	0.30	0.30	0.00	0.002285	253.84	0.01684	Ok
			2.95	0.001338			Ok
p3-17	0.30	0.30	0.00	0.000587	176.86	0.01813	Ok
			2.95	0.00172			Ok
p4-17	0.30	0.30	0.00	0.000917	99.23	0.01953	Ok
			2.95	0.008032			Ok
p1-1	0.35	0.35	0.00	0.006997	308.21	0.01598	Ok
			2.75	0.001421			Ok
p2-1	0.30	0.30	0.00	0.001646	238.62	0.01709	Ok
			2.95	0.000687			Ok
p3-1	0.30	0.30	0.00	5.81E-05	168.53	0.01827	Ok
			2.95	0.000736			Ok
p4-1	0.30	0.30	0.00	8.49E-05	97.56	0.01956	Ok
			2.95	0.007132			Ok

## ANALISI STATICA NON LINEARE – Verifiche deformative

TRAVI						
Elemento	B	H	Sezione	$\Theta$ richiesta	$\Theta$ disponibile	Verifica
	[m]	[m]	[m]	[rad]	$\frac{3}{4} \theta u$ [rad]	
T4/9-17	0.30	0.50	0.00	0.000315	0.01708	Ok
			5.00	0.001111	0.02484	Ok
T4/1-9	0.30	0.50	0.00	0.00059	0.01671	Ok
			4.70	0.000698	0.02431	Ok
T3/1-9	0.30	0.50	0.00	0.007534	0.01671	Ok
			4.70	0.001728	0.02431	Ok
T3/9-17	0.30	0.50	0.00	7.69E-05	0.01708	Ok
			5.00	0.008563	0.02484	Ok
T2/9-17	0.30	0.50	0.00	0.000328	0.01708	Ok
			5.00	0.009696	0.02484	Ok
T2/1-9	0.30	0.50	0.00	0.008369	0.01671	Ok
			4.70	0.002021	0.02431	Ok
T1/9-17	0.30	0.50	0.00	0.00083	0.01708	Ok
			5.00	0.008741	0.02484	Ok
T1/1-9	0.30	0.50	0.00	0.007479	0.01671	Ok
			4.70	0.002598	0.02431	Ok

## ANALISI STATICA NON LINEARE – Verifiche di resistenza

PILASTRI						
Elemento	B	H	Sezione	T <sub>richiesto</sub>	T <sub>disponibile</sub>	Verifica
	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	
p1-17	0.35	0.35	0.00	38.86	57.52	Ok
			2.75	38.86	57.52	Ok
p2-17	0.30	0.30	0.00	32.29	48.28	Ok
			2.95	32.29	48.28	Ok
p3-17	0.30	0.30	0.00	32.79	48.53	Ok
			2.95	32.79	48.53	Ok
p4-17	0.30	0.30	0.00	36.64	50.46	Ok
			2.95	36.64	50.46	Ok
p1-1	0.35	0.35	0.00	23.19	49.69	Ok
			2.75	23.19	49.69	Ok
p2-1	0.30	0.30	0.00	23.13	43.70	Ok
			2.95	23.13	43.70	Ok
p3-1	0.30	0.30	0.00	15.03	39.65	Ok
			2.95	15.03	39.65	Ok
p4-1	0.30	0.30	0.00	31.44	47.86	Ok
			2.95	31.44	47.86	Ok

## ANALISI STATICA NON LINEARE – Verifiche di resistenza

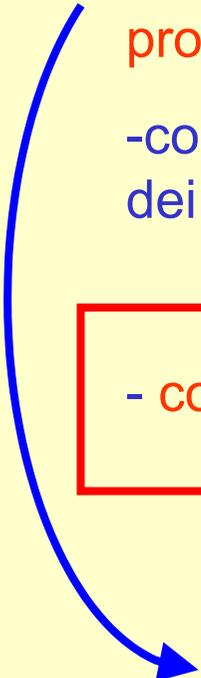
TRAVI						
Elemento	B	H	Sezione	T <sub>richiesto</sub>	T <sub>disponibile</sub>	Verifica
	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	
T4/9-17	0.30	0.50	0.00	-10.30	47.11	Ok
			5.00	40.70	62.31	Ok
T4/1-9	0.30	0.50	0.00	-0.58	42.25	Ok
			4.70	47.36	65.64	Ok
T3/1-9	0.30	0.50	0.00	-1.69	42.81	Ok
			4.70	70.73	77.33	Ok
T3/9-17	0.30	0.50	0.00	-9.00	46.46	Ok
			5.00	68.05	75.98	Ok
T2/9-17	0.30	0.50	0.00	-6.60	45.26	Ok
			5.00	70.45	77.19	Ok
T2/1-9	0.30	0.50	0.00	1.48	42.70	Ok
			4.70	73.90	78.91	Ok
T1/9-17	0.30	0.50	0.00	-1.81	42.86	Ok
			5.00	75.24	79.58	Ok
T1/1-9	0.30	0.50	0.00	4.75	44.34	Ok
			4.70	77.18	80.55	Ok

**VALUTAZIONE DEGLI EDIFICI ESISTENTI**  
**ANALISI STATICA NON LINEARE A**  
**PLASTICITA'CONCENTRATA**  
**APPLICAZIONE**

Questo tipo di analisi può essere applicato per gli seguenti scopi:

- valutare i rapporti di sovraresistenza  $\alpha_1/ \alpha_u$
- valutare l'effettiva duttilità globale in spostamento
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di riduzione  $q$  ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;

- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.



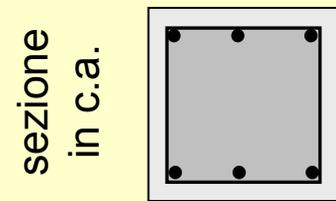
Metodo di verifica dei metodi di analisi lineare

L'analisi statica non lineare consente di rappresentare l'effettivo comportamento:

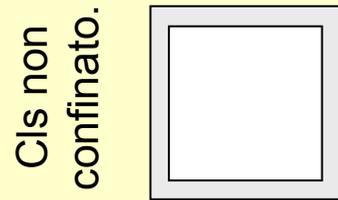
- del materiale
- della sezione
- dell'elemento
- della struttura.

Procedendo secondo questo processo logico-strutturale è possibile valutare la **CAPACITA'** intesa sia in termini di resistenza e (soprattutto) in termini di spostamento

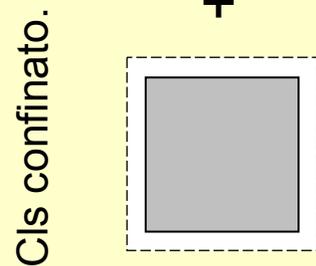
# ANALISI DELLA SEZIONE



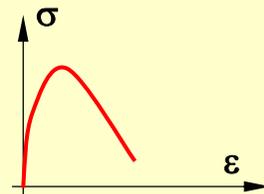
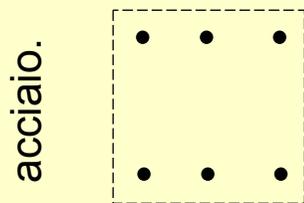
||



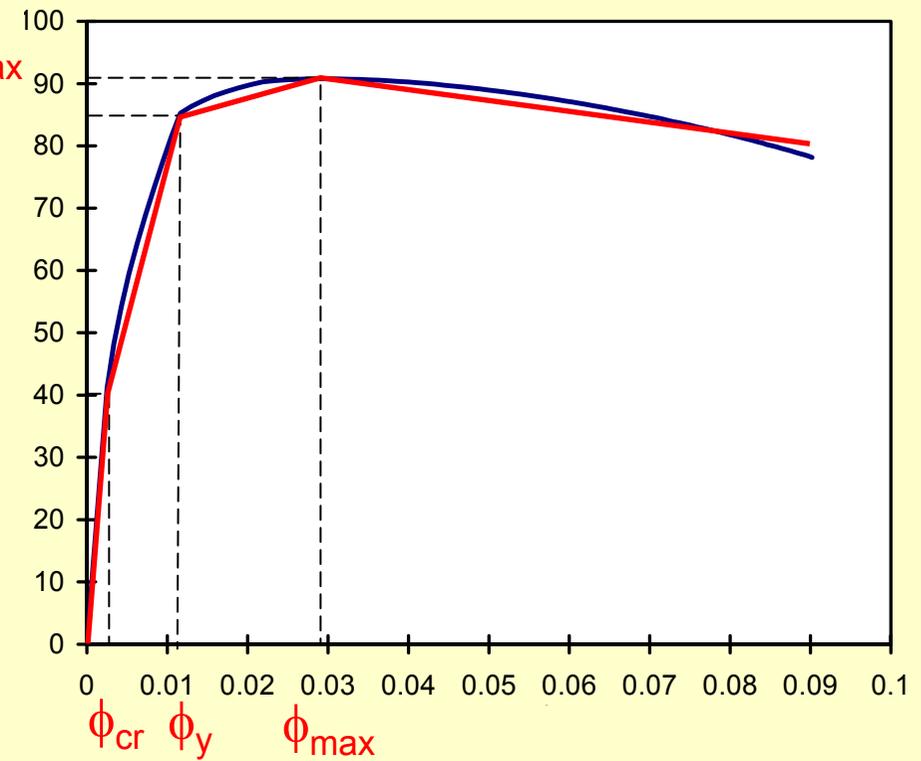
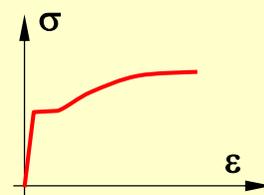
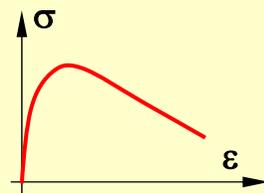
+



+

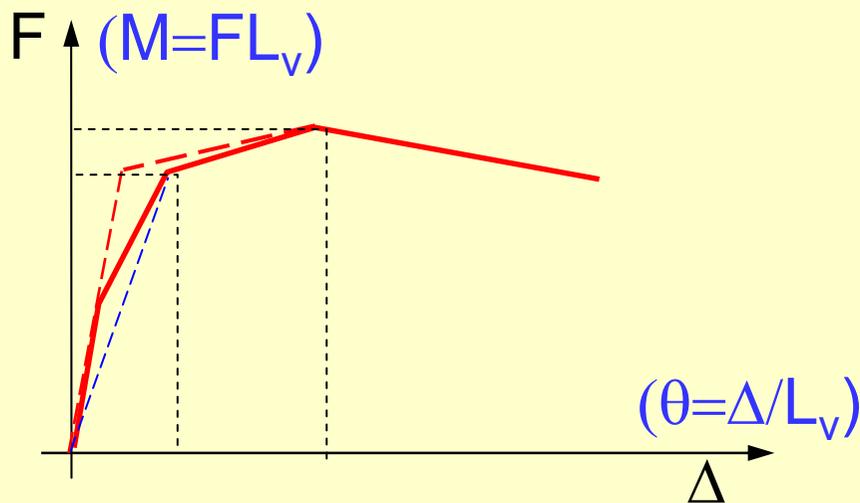
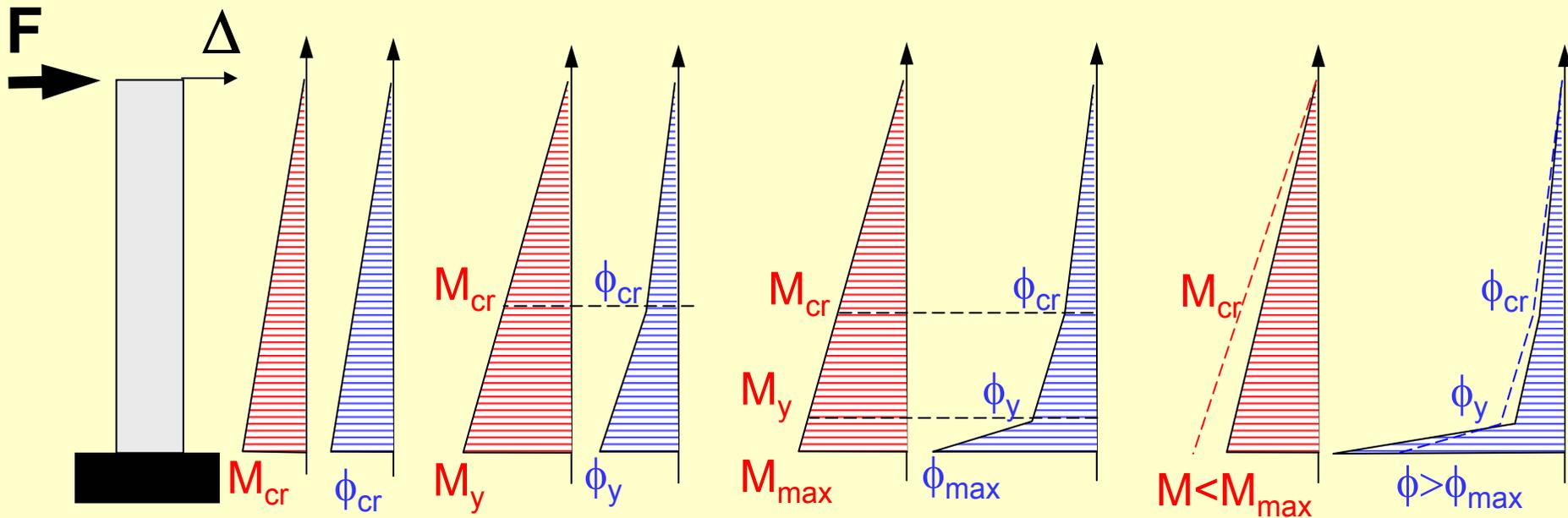


$M_{cr}$



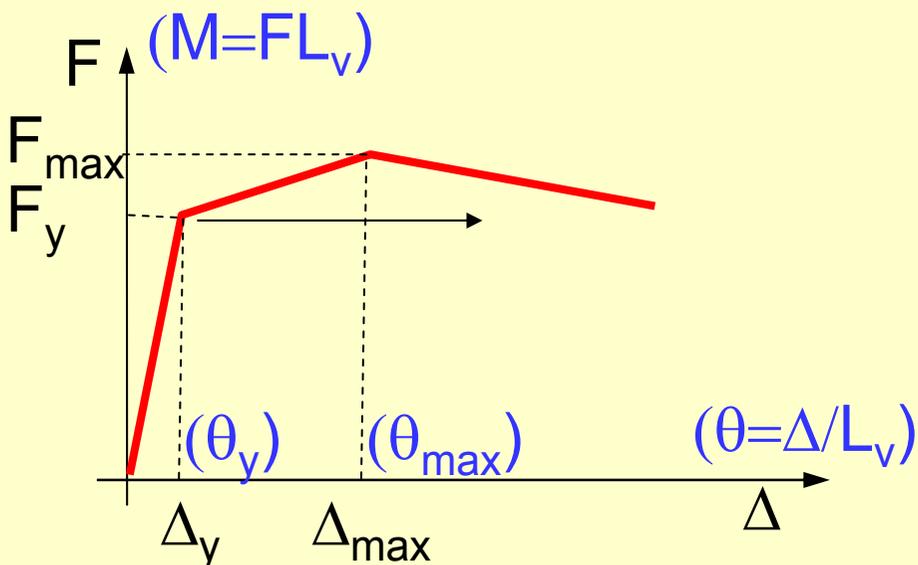
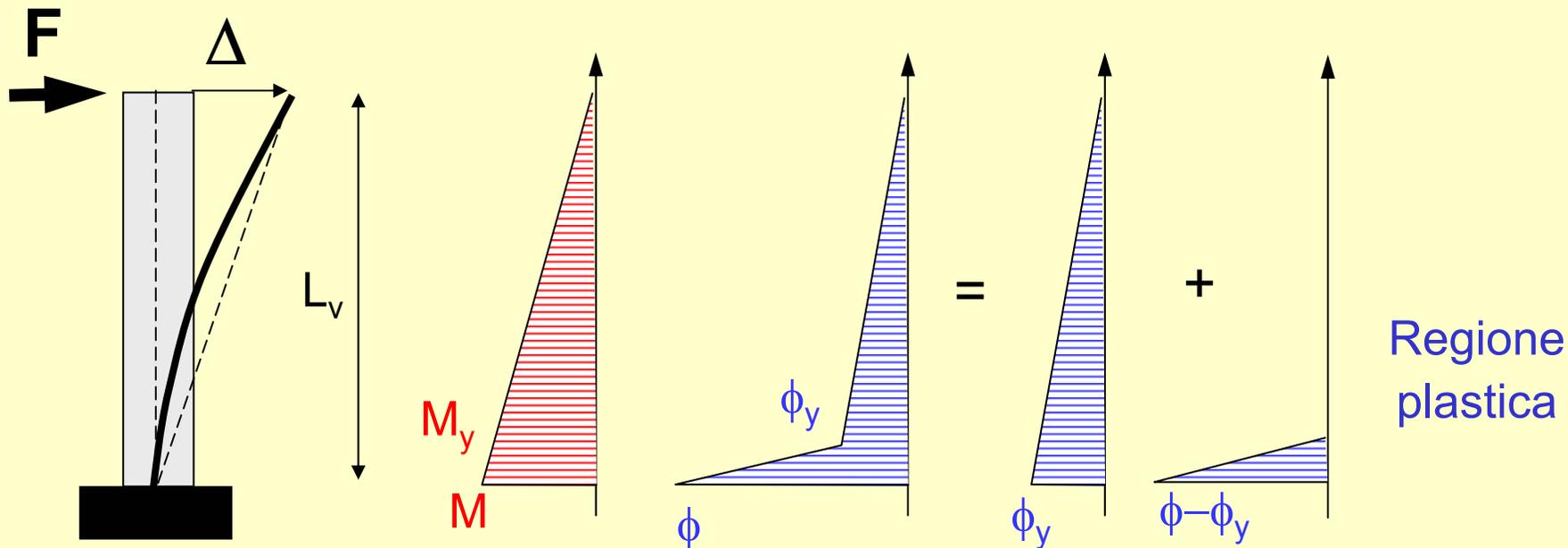
1. Fase elastica
2. Fase fessurata
3. Fase post-elastica
4. Fase post-picco (softening)

# LA RISPOSTA STRUTTURALE DELL'ELEMENTO



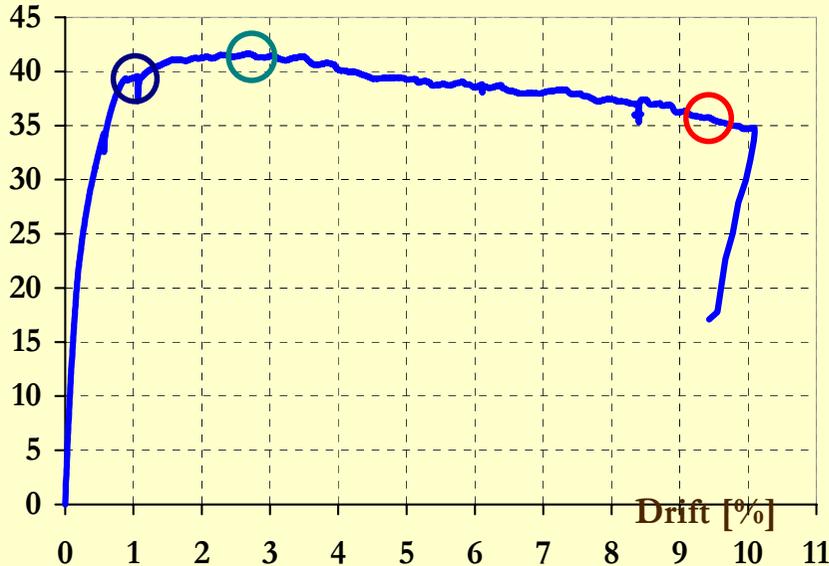
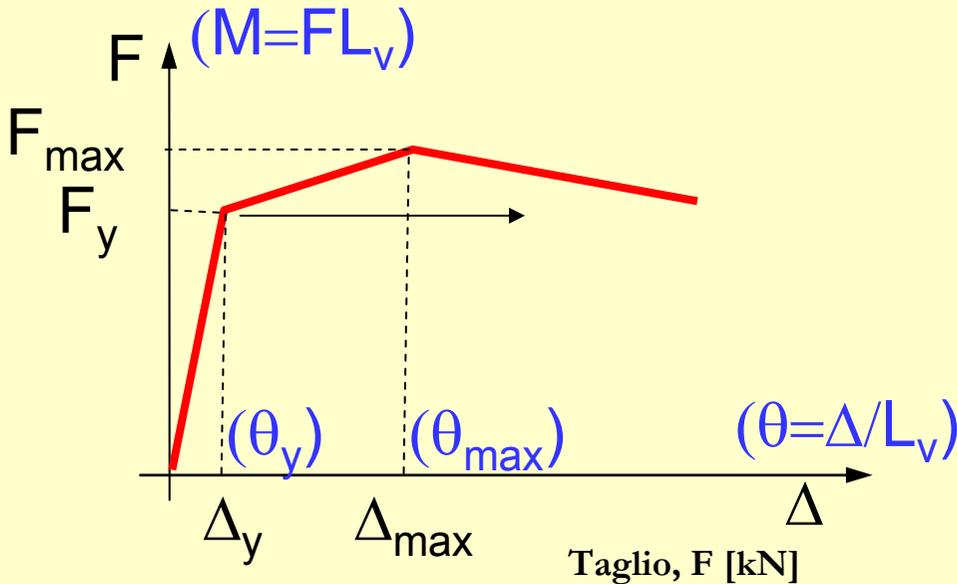
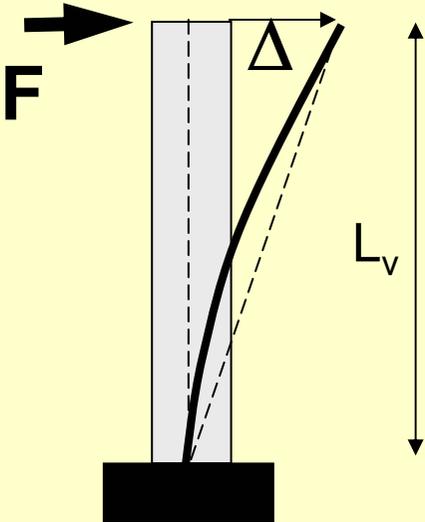
- ✚ Distribuzione dei momenti flettenti
- ✚ Distribuzione delle curvature
- ✚ Valutazione dello spostamento mediante applicazione PLV

# I CONTRIBUTI DEFORMATIVI FLESSIONALI

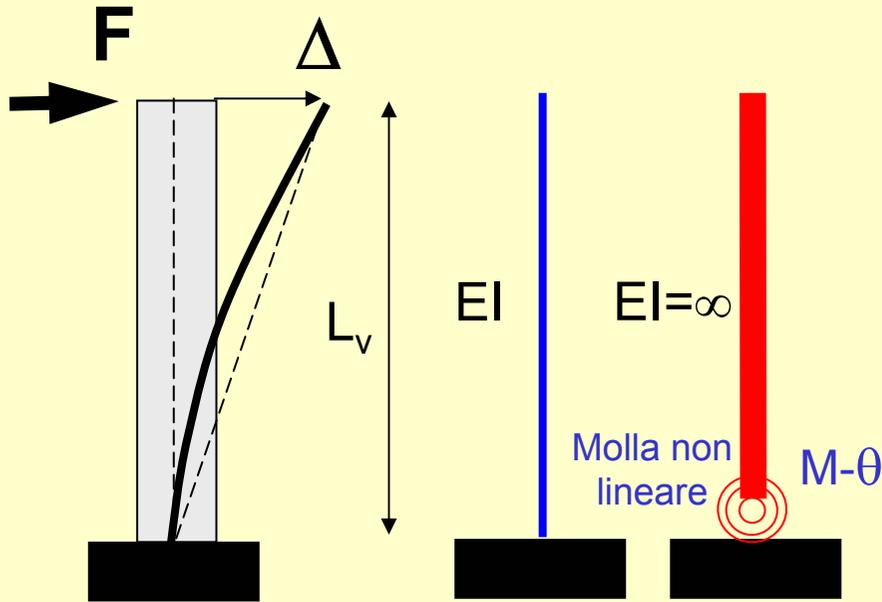


 **Contributo elastico**
 **Contributo plastico**

# I CONTRIBUTI DEFORMATIVI FLESSIONALI



# LA PLASTICITA' CONCENTRATA



$$\text{Se } F \leq F_y$$

$$\Delta = FL_v/K = M/K$$

$$K = 3EI/L_v^2$$

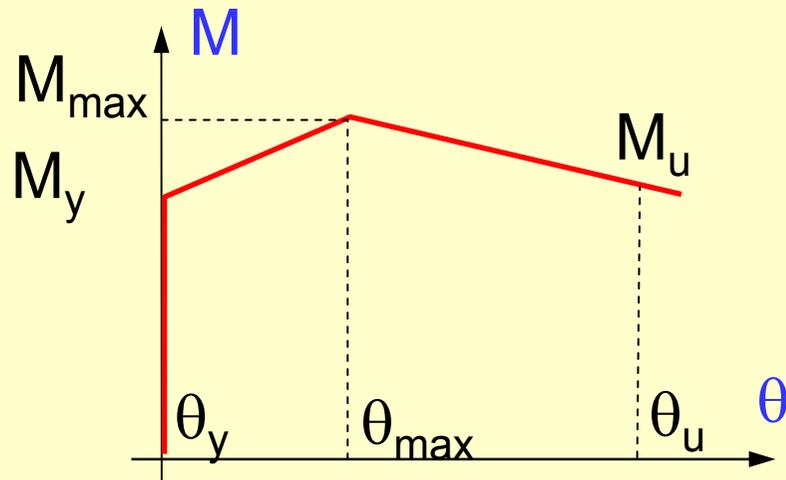
$$\text{Se } F_y \leq F \leq F_{\max}$$

$$\Delta = \Delta_y + \Delta_p$$

$$\Delta_y = F_y L_v / K = M_y / K$$

$$\Delta_p = (F - F_y) L_v / K_1 = (M - M_y) / K_1$$

$$K_1 = (M_{\max} - M_y) / (\theta_{\max} - \theta_y)$$

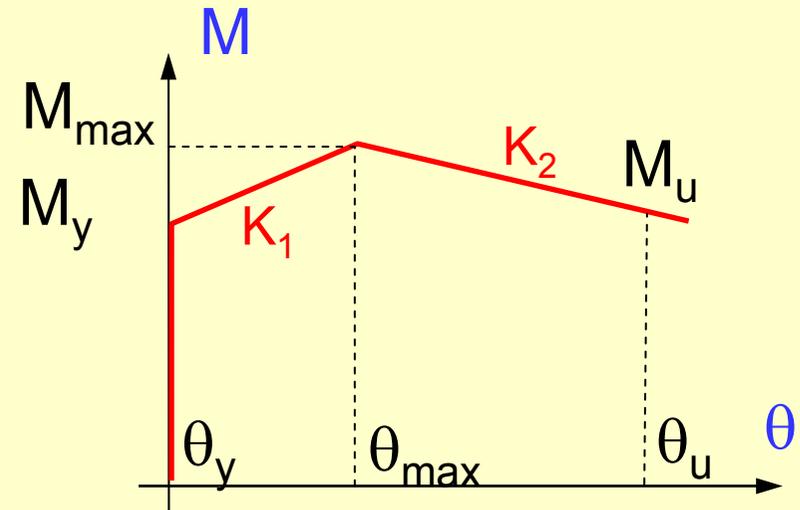
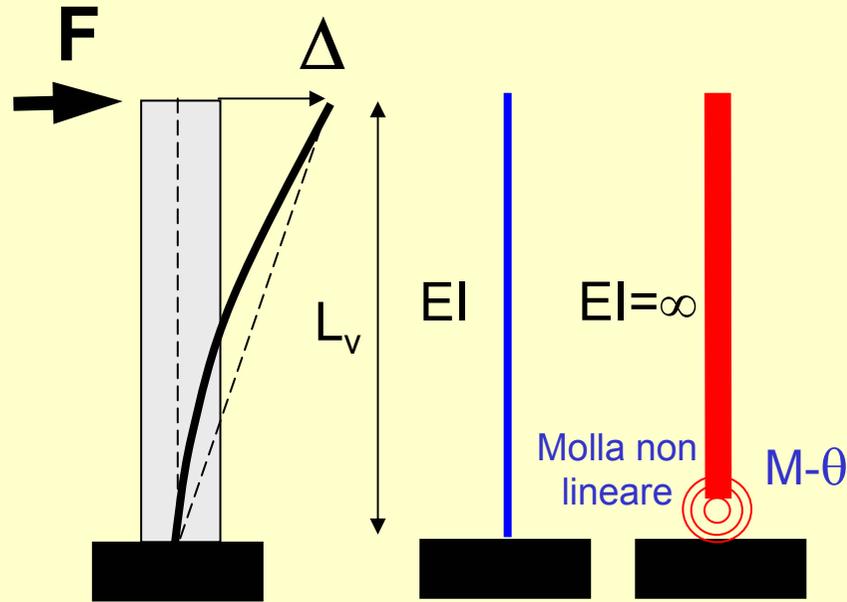


$$\text{Se } \theta \geq \theta_{\max}$$

$$F = F_{\max} + (\theta - \theta_{\max}) K_2 / L_v$$

$$K_2 = (M_u - M_{\max}) / (\theta_u - \theta_{\max})$$

# LA CARATTERIZZAZIONE DELLA CERNIERA PLASTICA



$$K_1 = (M_{\max} - M_y) / (\theta_{\max} - \theta_y)$$

$$K_2 = (M_u - M_{\max}) / (\theta_u - \theta_{\max})$$

Parametri statici

$M_y$

$M_{\max}$

$M_u$

Parametri deformativi

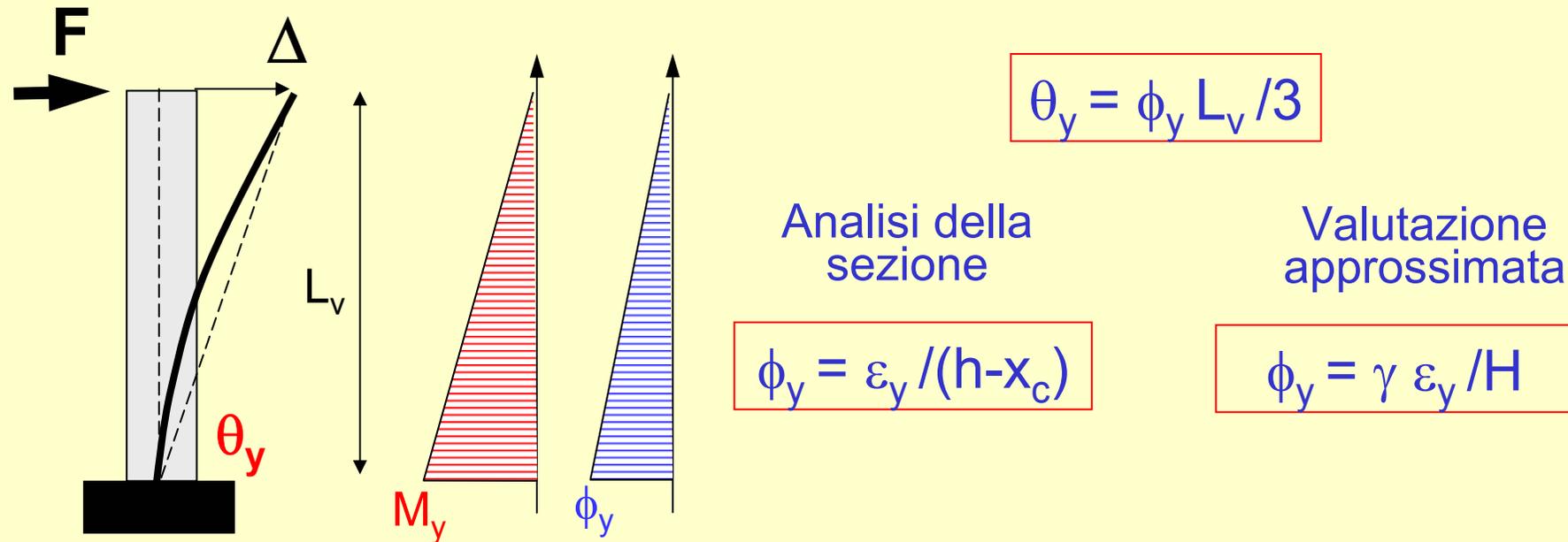
$\theta_y$

$\theta_{\max}$

$\theta_u$



# LA ROTAZIONE AL LIMITE ELASTICO (SNERVAMENTO)



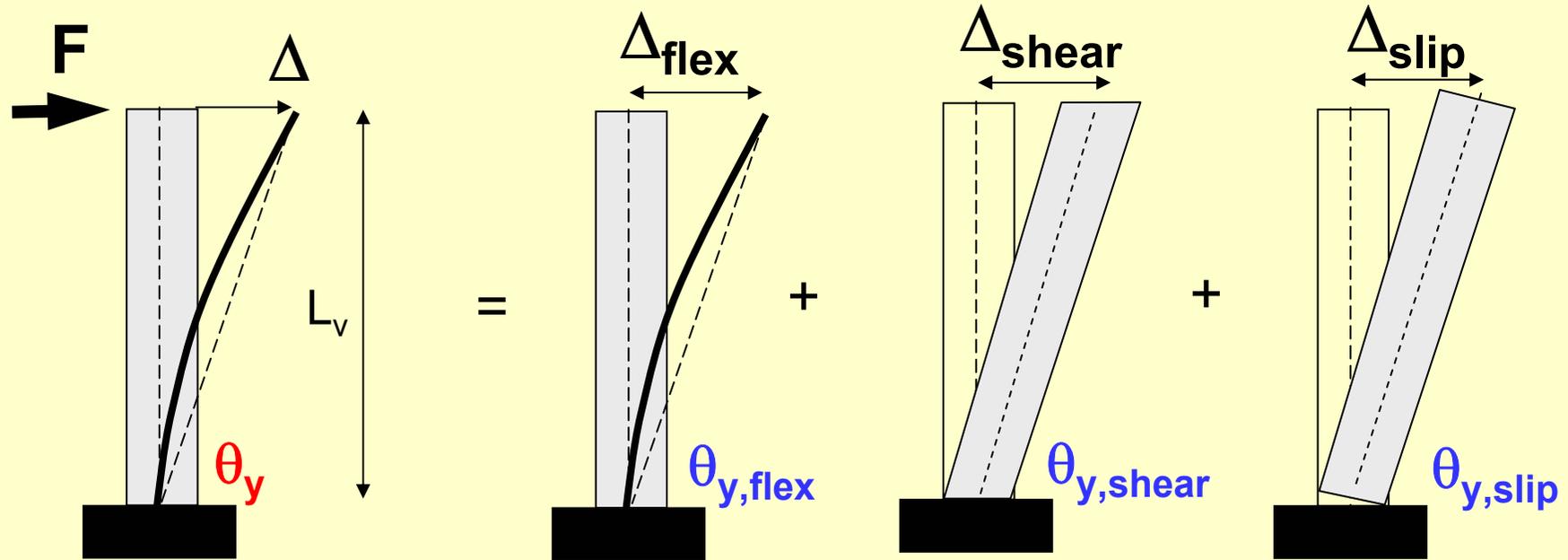
La rotazione allo snervamento così valutata tiene conto della deformabilità flessionale

A questa va aggiunta la componente deformativa:

**Tagliante**

**Scorrimento delle barre di armatura**

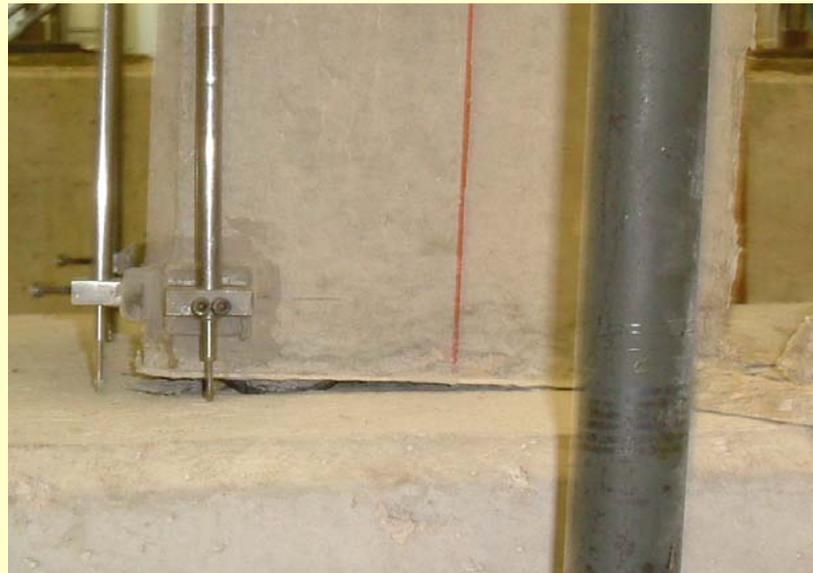
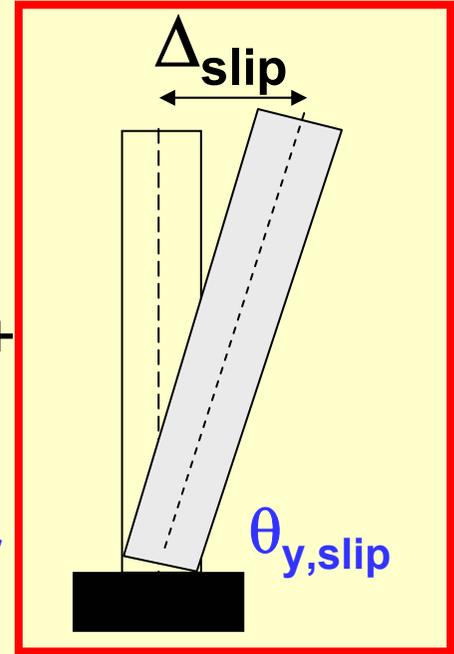
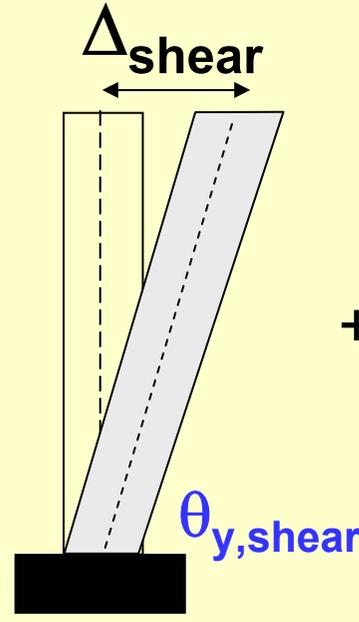
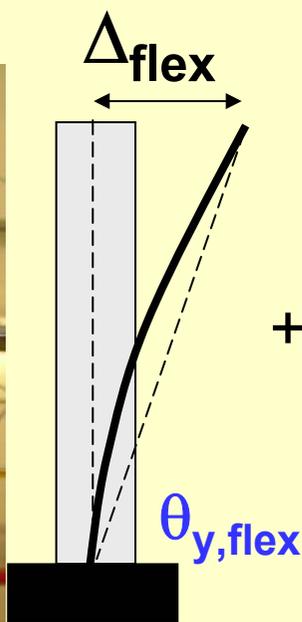
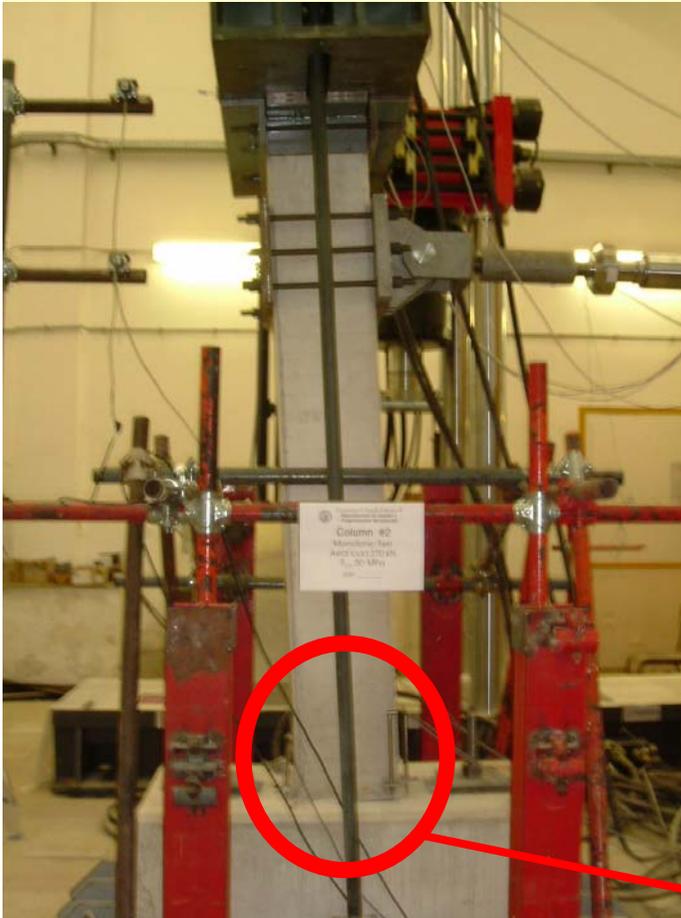
# LA ROTAZIONE AL LIMITE ELASTICO: I DIVERSI CONTRIBUTI DEFORMATIVI



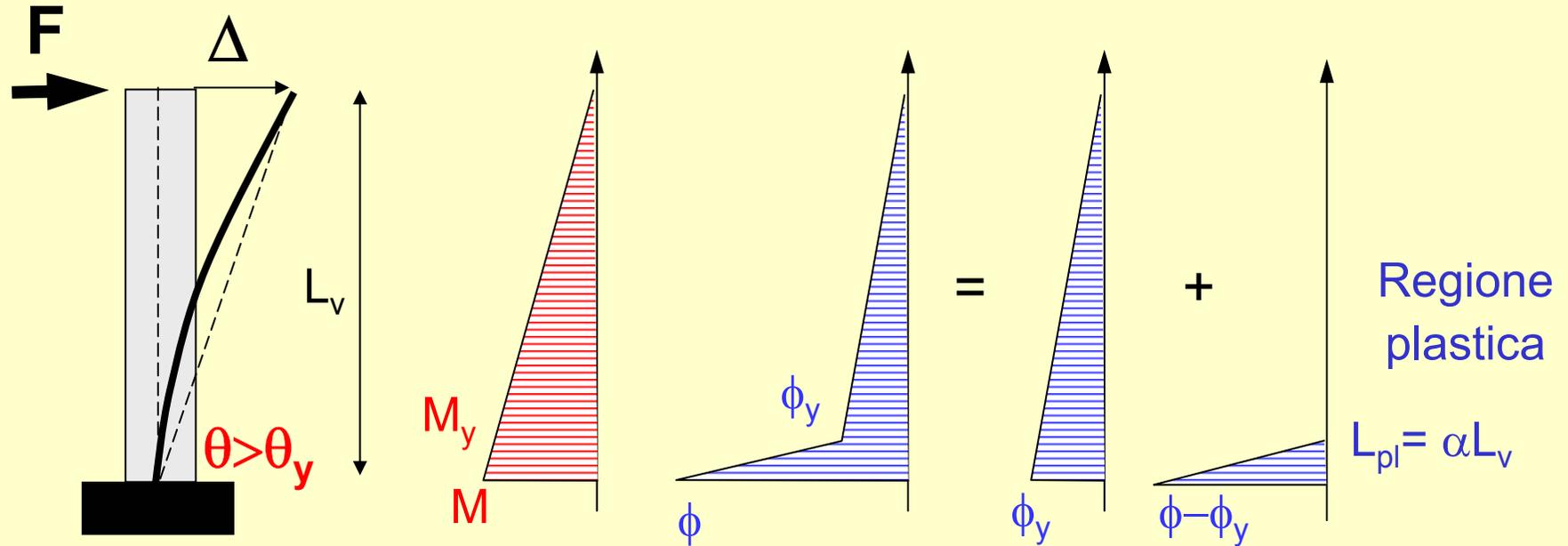
$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,0013 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Valutazione dei 3 contributi (OPCM 3274-3431)

# LA ROTAZIONE AL LIMITE ELASTICO: I DIVERSI CONTRIBUTI DEFORMATIVI



# LA ROTAZIONE PLASTICA: LA LUNGHEZZA DELLA CERNIERA PLASTICA



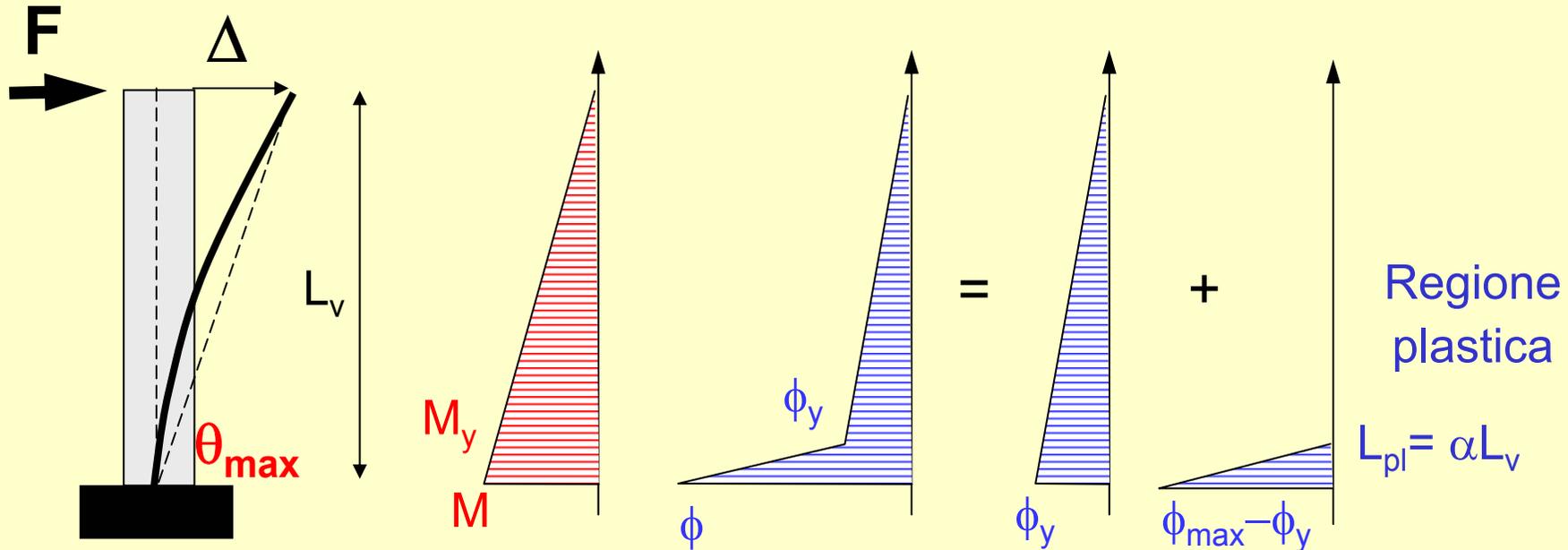
$$\theta = \theta_y + \theta_p$$

$$\theta_p = 0.5(\phi - \phi_y)L_{pl} (1 - 0.5L_{pl}/L_v)$$

$$L_{pl} = \alpha L_v$$

$$\alpha = (M - M_y)/M$$

# LA ROTAZIONE DI PICCO



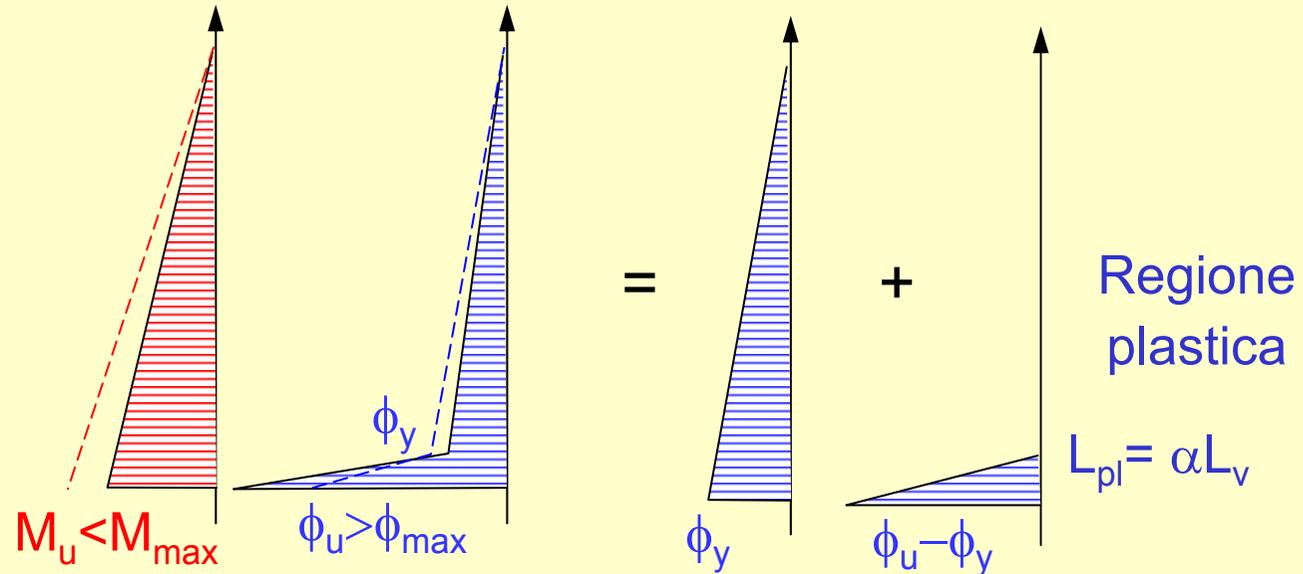
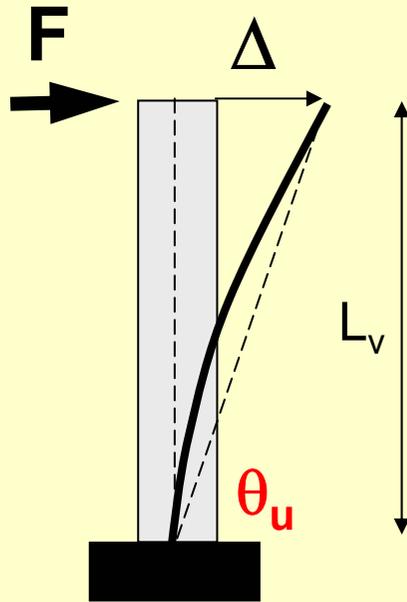
$$\theta_{max} = \theta_y + \theta_{p,max}$$

$$\theta_{p,max} = 0.5(\phi_{max} - \phi_y)L_{pl} (1 - 0.5L_{pl}/L_v)$$

$$L_{pl} = \alpha L_v$$

$$\alpha = (M_{max} - M_y) / M_{max}$$

# LA ROTAZIONE ULTIMA



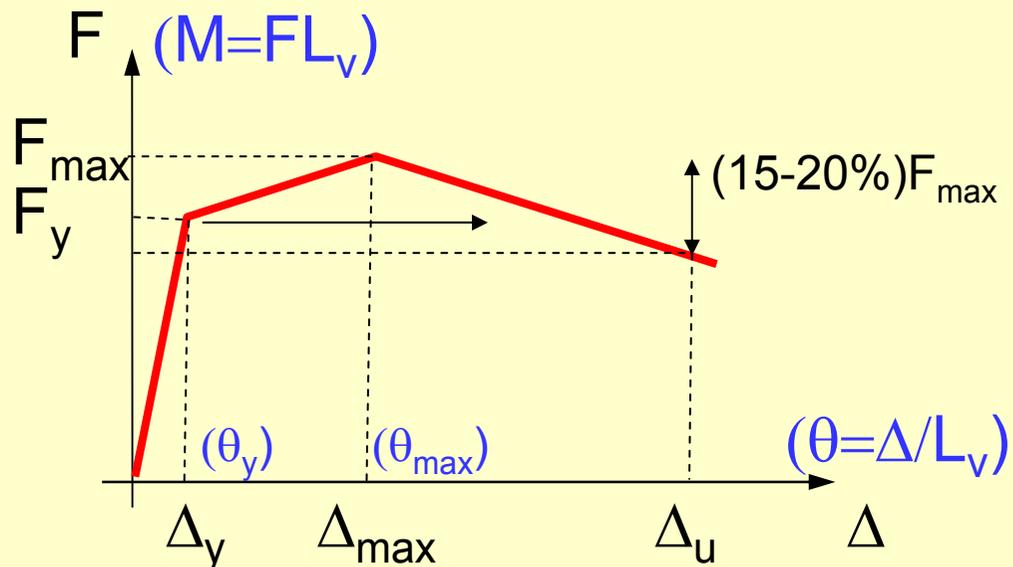
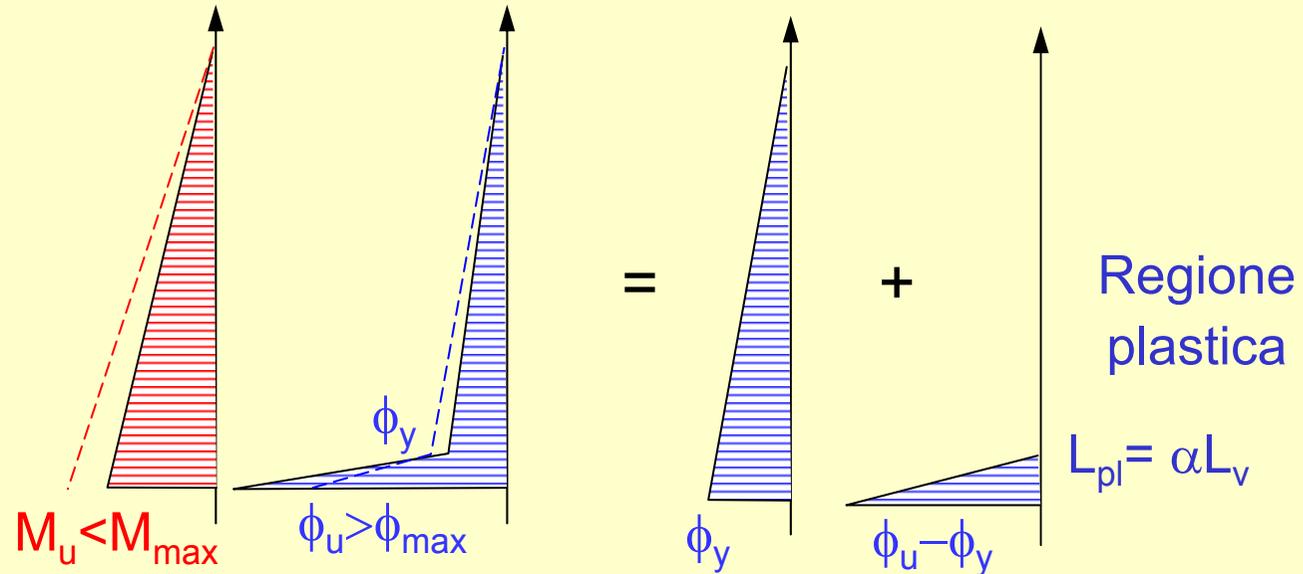
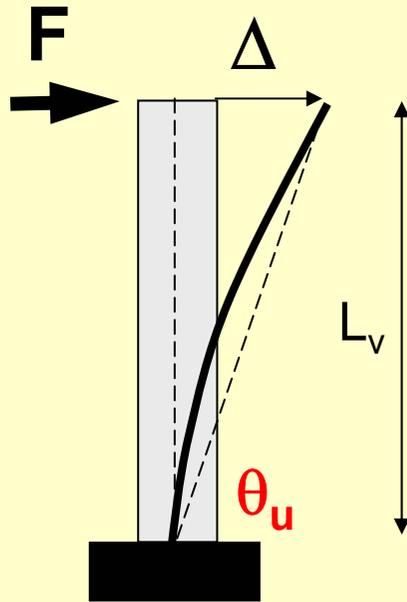
$$\theta_u = \theta_y + \theta_{p,u}$$

$$\theta_{p,u} = 0.5(\phi_u - \phi_y)L_{pl} (1 - 0.5L_{pl}/L_v)$$

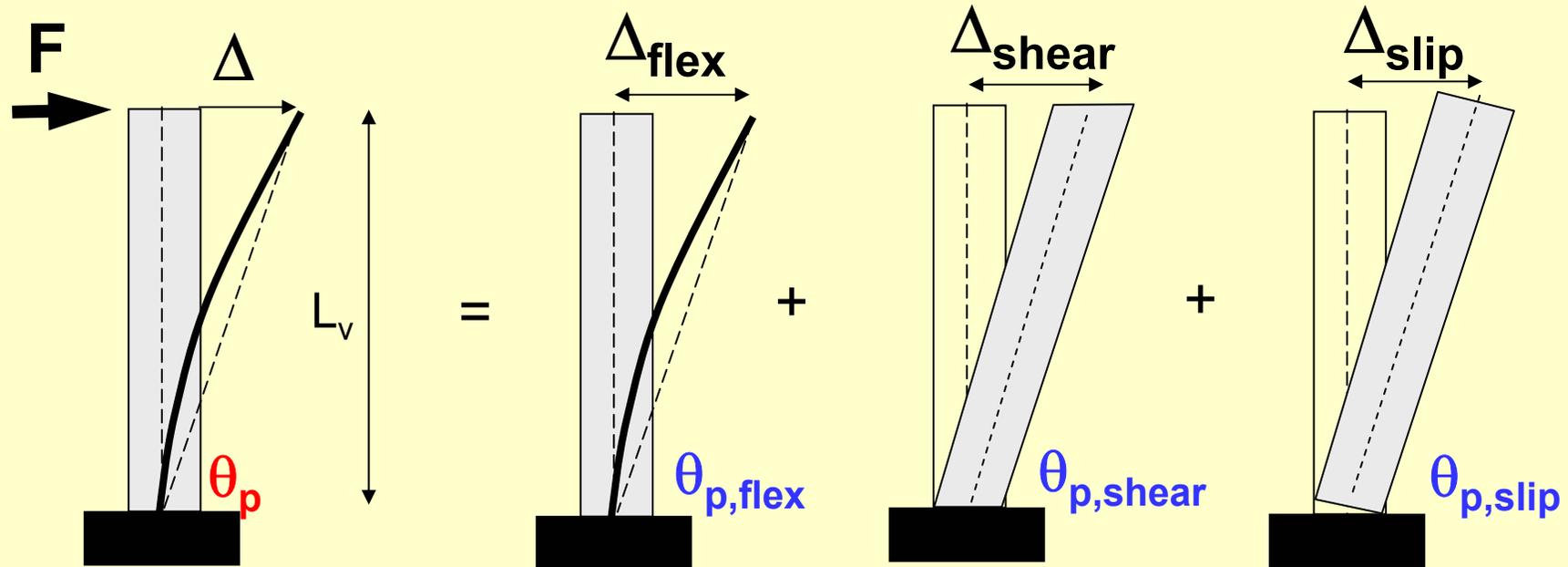
$$L_{pl} = \alpha L_v$$

$$\alpha = (M_{max} - M_y) / M_{max}$$

# LA ROTAZIONE ULTIMA: DEFINIZIONE



## LA ROTAZIONE PLASTICA: CONSIDERAZIONI



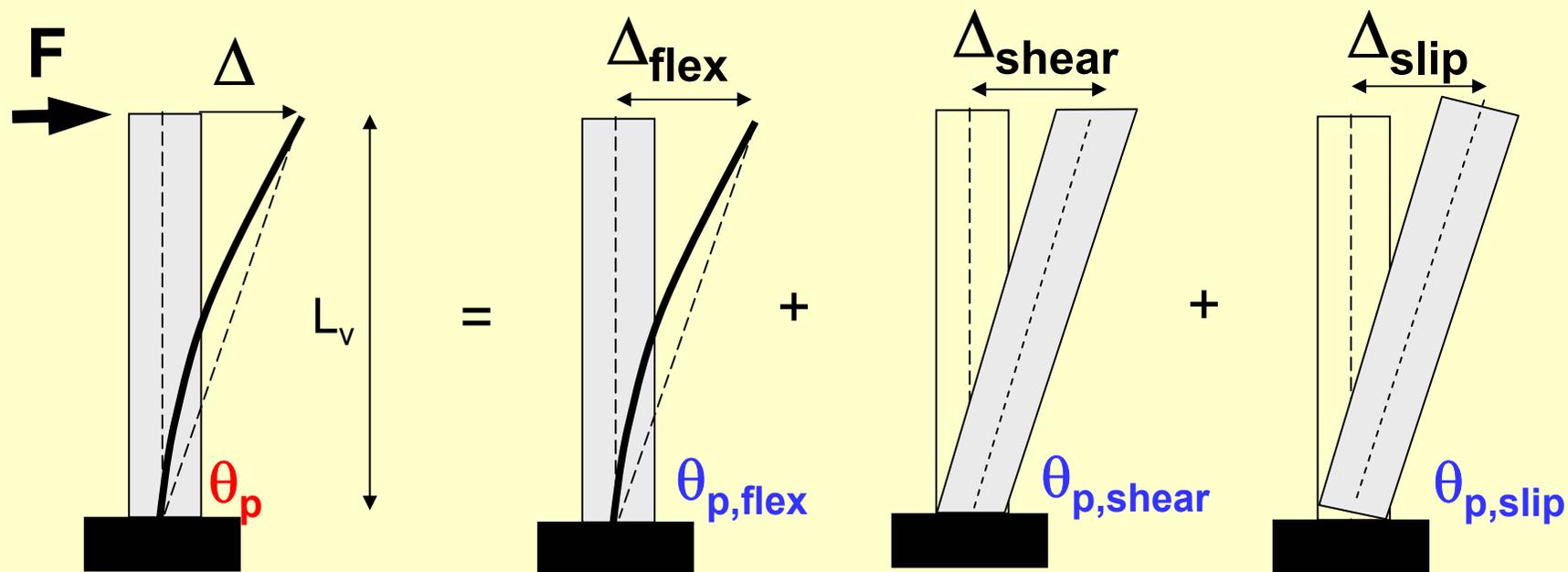
Ma anche in questo caso la rotazione plastica così valutata  
tiene conto della sola deformabilità flessionale

A questa va aggiunta la componente deformativa:

**Tagliante**

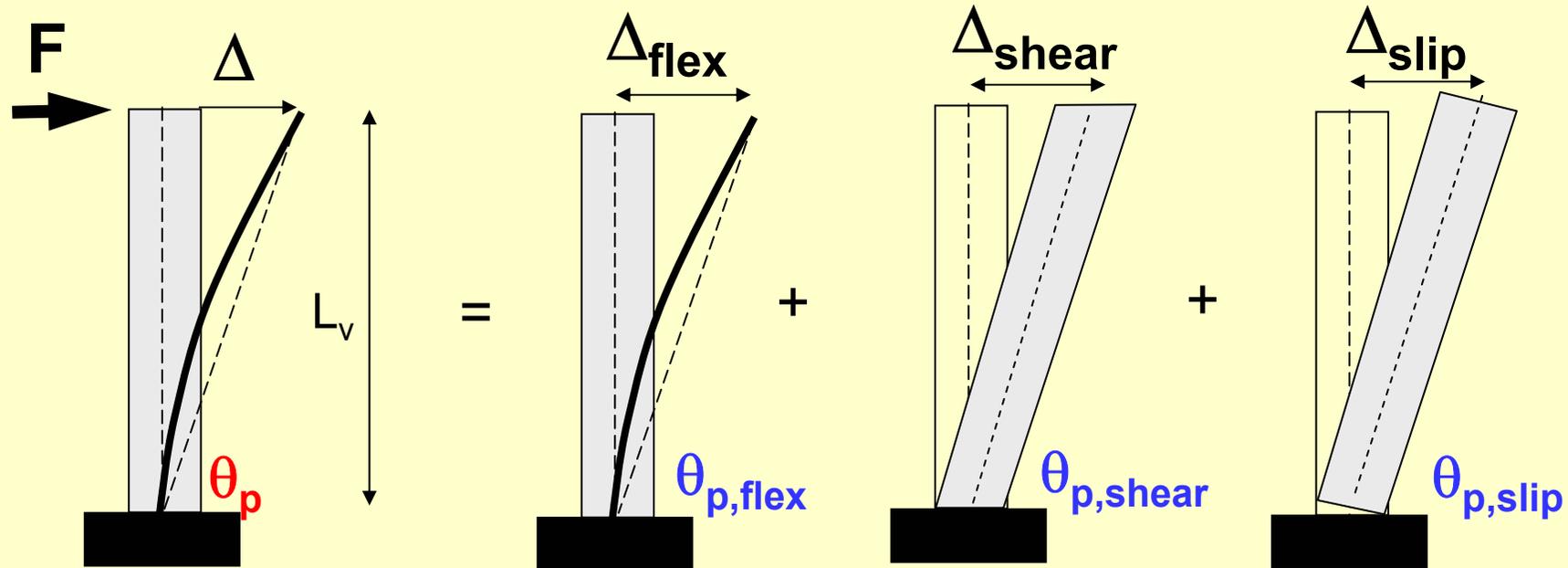
**Scorrimento delle barre di armatura**

## LA VALUTAZIONE DEI CONTRIBUTI DEFORMATIVI



In genere, i contributi aggiuntivi ( taglianti e di scorrimento barre) sono valutati aumentando la lunghezza della regione plastica,  $L_{pl}$

## LA ROTAZIONE ULTIMA: I CONTRIBUTI DEFORMATIVI



OPCM 3274-3431 propone in particolare una lunghezza di cerniera plastica per la sola condizione "ultima", ossia:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

$$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}}$$

## LA ROTAZIONE ULTIMA: I CONTRIBUTI DEFORMATIVI

$$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_b L f_y}{\sqrt{f_c}}$$

La lunghezza di cerniera plastica è tarata direttamente per la condizione ultima così come definita in precedenza.

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

In particolare, la curvatura ultima  $\phi_u$  è valutata considerando le deformazioni ultime del conglomerato (tenuto conto del confinamento) e dell'acciaio da stimare:

sulla base dell'allungamento uniforme al carico massimo,

in mancanza di informazioni si può assumere che la deformazione ultima dell'acciaio sia pari al 4%)

Ciò non consente di utilizzare, a rigore, la stessa formulazione per la valutazione della rotazione  $\theta_{max}$ .

# LA CARATTERIZZAZIONE DELLA CERNIERA PLASTICA

La caratterizzazione meccanica della molla rotazionale non lineare, dipende in definitiva da una serie di parametri:

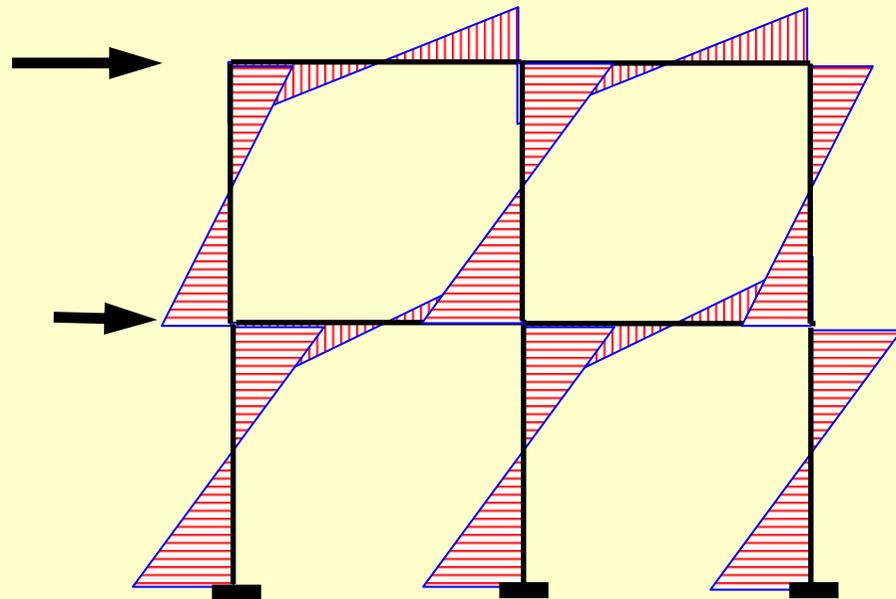
Geometrici: *dimensioni della sezione (B e H), luce di taglio ( $L_v$ ), diametro delle barre ( $d_{bl}$ ), ecc.*

Meccanici : *resistenze dei materiali, resistenze flessionali, curvature flessionali, ecc.*

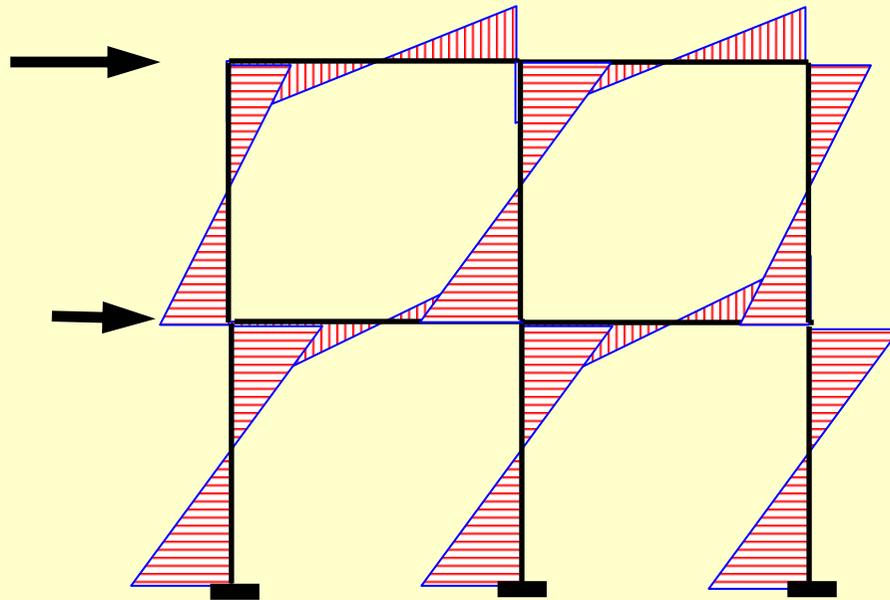
## IL MODELLO A PLASTICITA' CONCENTRATA NELLE STRUTTURE A TELAIO

Nelle strutture intelaiate soggette ad azioni orizzontali, quali quelle indotte da eventi sismici, le sollecitazioni flettenti massime si verificano in corrispondenza delle estremità di travi e colonne. E' dunque in questi punti che, una volta superata la soglia elastica, si concentrano le deformazioni anelastiche.

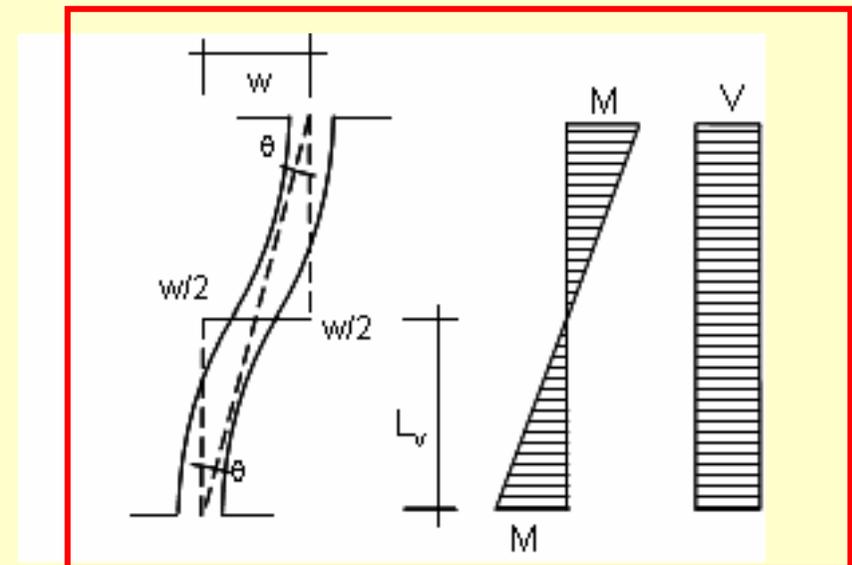
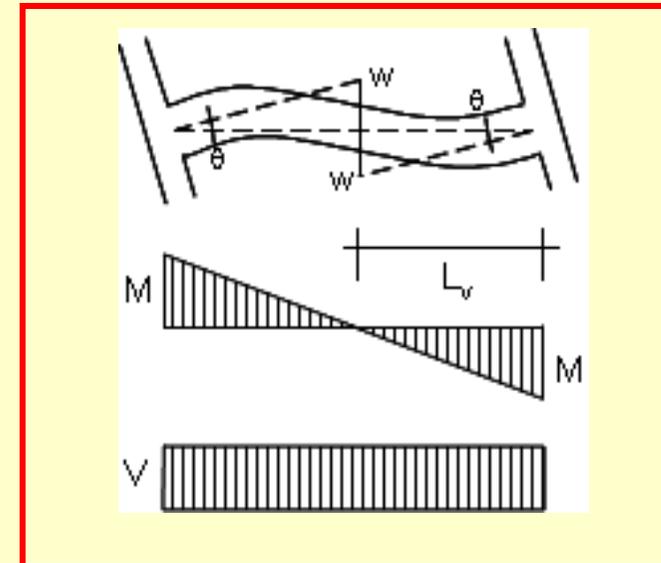
Partendo da queste considerazioni, alcuni modelli di trave considerano la plasticità tutta concentrata in cerniere plastiche puntuali disposte alle estremità degli elementi. Tali modelli vengono denominati modelli a **plasticità concentrata**.



# IL MODELLO A PLASTICITA' CONCENTRATA NELLE STRUTTURE A TELAIO



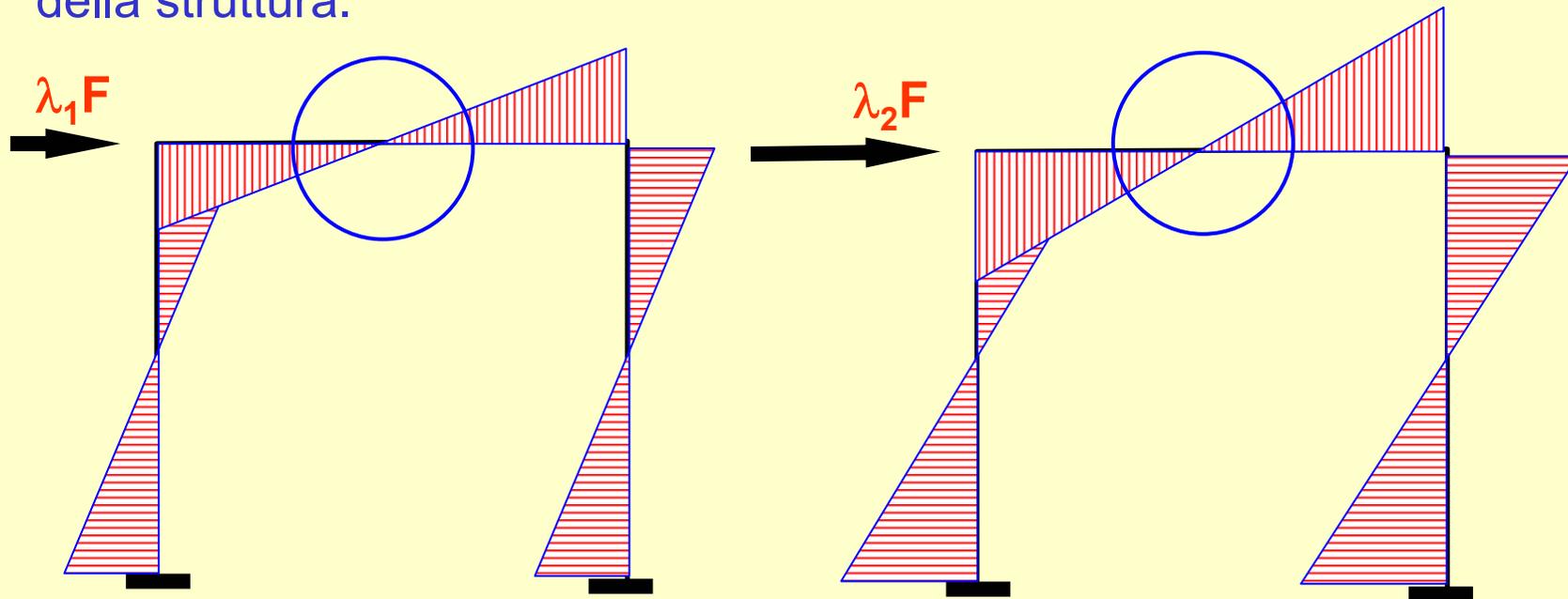
Nell'ipotesi di trascurare gli effetti dei carichi verticali, la distribuzione dei momenti risulta lineare e quindi l'elemento può essere riguardato come una trave a mensola, di luce  $L_v$  e caricata da una forza concentrata all'estremo libero.



## IL MODELLO A PLASTICITA' CONCENTRATA: LA LUCE DI TAGLIO

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.

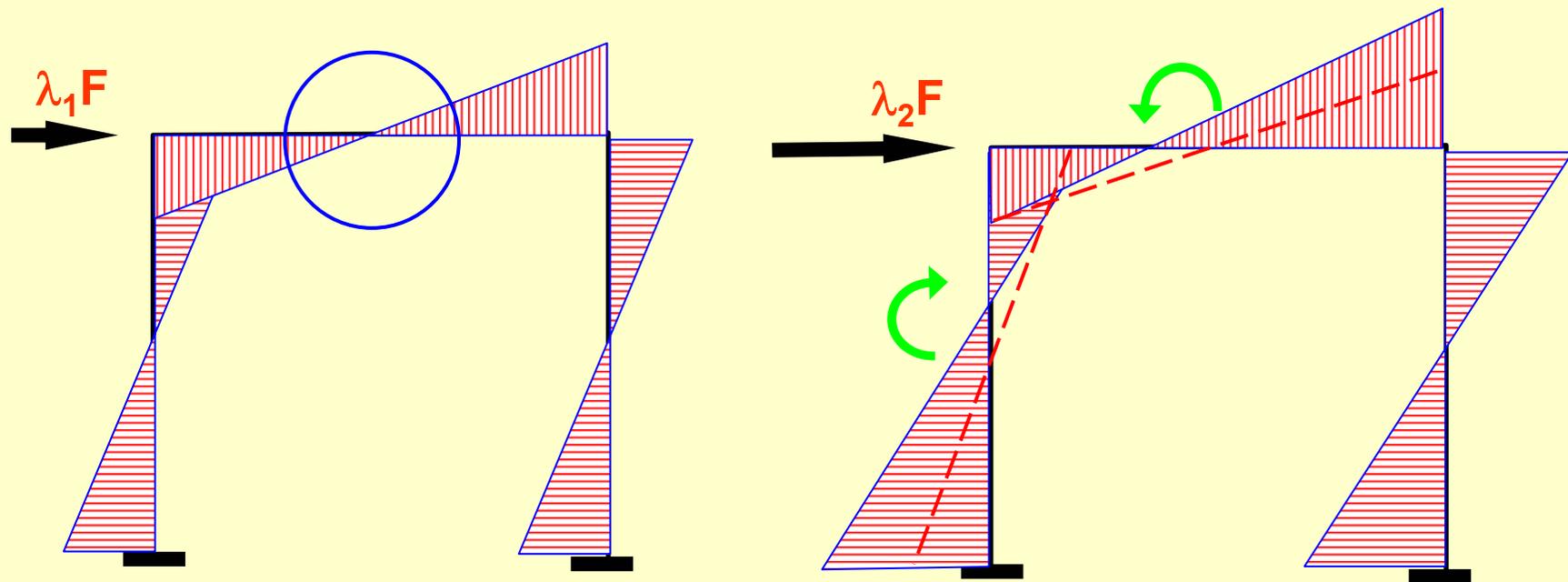
Una semplice analisi lineare consente di valutare in maniera esatta la posizione del punto di flesso durante il comportamento lineare della struttura.



# IL MODELLO A PLASTICITA' CONCENTRATA: LA LUCE DI TAGLIO

D'altro canto, le prime formazioni di regioni plastiche comportano una redistribuzione delle sollecitazioni flettenti con conseguente traslazione del punto di flesso.

$$M_y(\text{positivo}) = 3 * M_y(\text{negativo})$$



## IL MODELLO A PLASTICITA' CONCENTRATA: LA LUCE DI TAGLIO

Inoltre, 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. (problemi di convergenza del calcolo non lineare).

Pertanto in genere la posizione del punto di flesso,  $L_v$  è assunta costante durante il processo di carico (di analisi)

- (a)** la luce di taglio è valutata come metà della luce dell'elemento ( $L_v=0.5L$ ).
- (b)** la luce di taglio è desunta dal diagramma dei momenti flettenti presente lungo l'elemento valutato mediante una analisi elastico lineare (statica o modale);
- (c)** la luce di taglio è desunta dal diagramma dei momenti flettenti presente lungo l'elemento, valutato mediante una analisi non lineare (es. analisi limite), corrispondente ad una configurazione deformata caratterizzata da uno spostamento del punto di controllo pari allo spostamento sismico richiesto.

# IL MODELLO A PLASTICITA' CONCENTRATA NELLE STRUTTURE A TELAIO

In definitiva si effettuano due assunzioni fondamentali:

lo stato della zona plastica è determinato da quello della sezione di interfaccia trave-colonna. Questa assunzione può introdurre delle discrepanze tra il comportamento reale e quello colto dalla modellazione, legate soprattutto allo spostamento del punto di flesso durante l'analisi strutturale.

La rigidezza è considerata costante nella regione plastica e pari ad un valore che dipende dalla rigidezza della sezione di interfaccia trave-colonna.

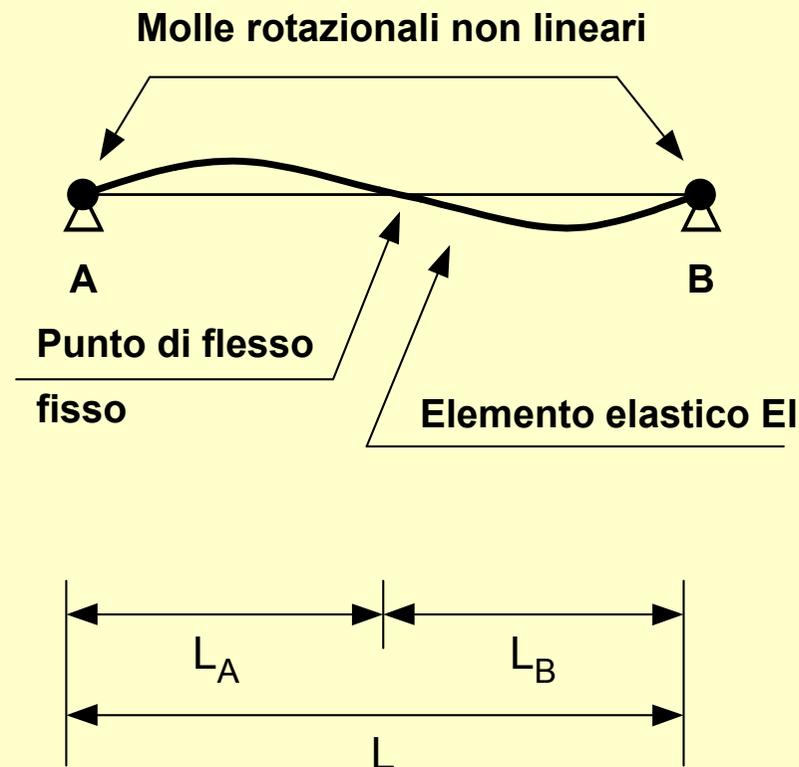
*Sovrapposizioni di armatura (ad. es. piede delle colonne)*

*Presenza di ferri sagomati (ad. es. estremità delle travi)*

## LA MODELLAZIONE

Il modello noto come “*one component model*”, consiste nell'accoppiamento in serie di un elemento elastico e di un elemento rigido plastico.

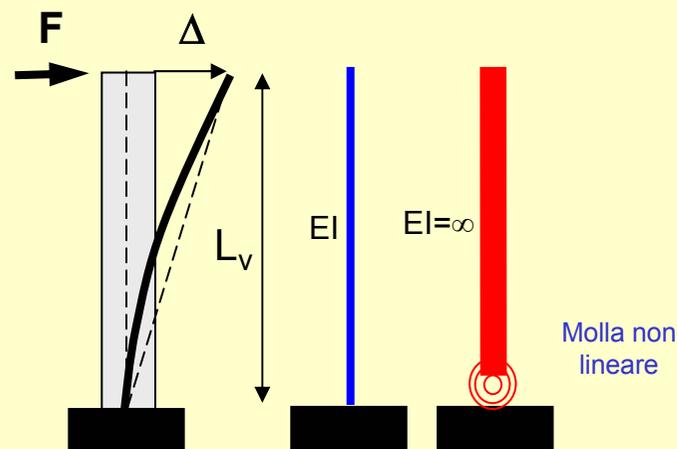
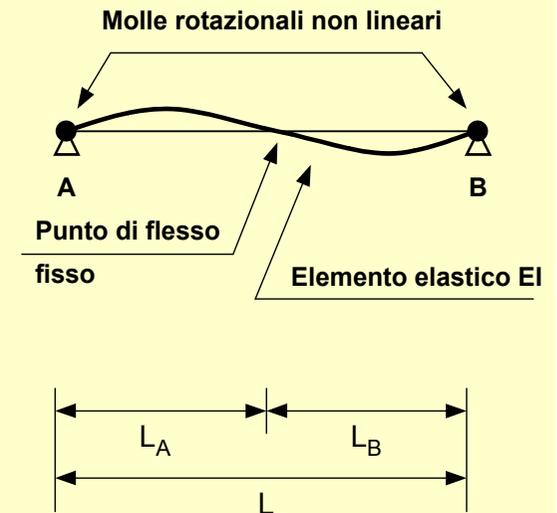
Pertanto la matrice di rigidezza dell'elemento complessivo è ottenuta dall'inversione della matrice di flessibilità fornita, a sua volta, dalla somma delle matrici di flessibilità dei due elementi in serie.



# LA MODELLAZIONE

L'elemento elastico rappresenta il comportamento elastico della trave sino al superamento della soglia elastica, assumendo una rigidezza costante pari ad  $EI$ .

L'elemento rigido plastico, composto da un'asta rigida delimitata alle sue estremità da due molle rotazionali, è rappresentativo della fase plastica. Risulta chiaro che, anche in questo caso, le cerniere sono attivate solo dopo il superamento del momento di snervamento.

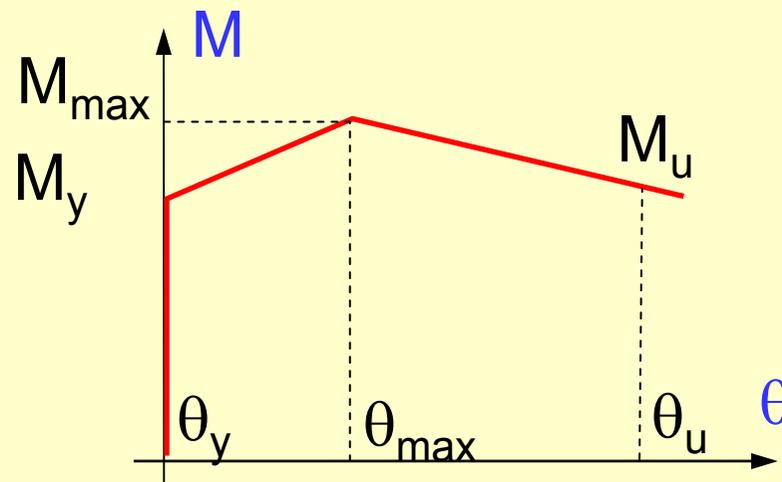
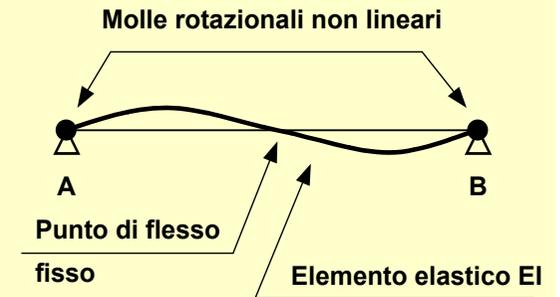


# LA MODELLAZIONE

La matrice di deformabilità dell'elemento plastico si presenta:

$$F_{pl}^t = \begin{bmatrix} f_i & 0 \\ 0 & f_j \end{bmatrix}$$

La determinazione dei coefficienti della matrice di flessibilità è legata in maniera diretta alla caratterizzazione meccanica della cerniera plastica, ossia alla relazione **momento-rotazione**



## LA MODELLAZIONE

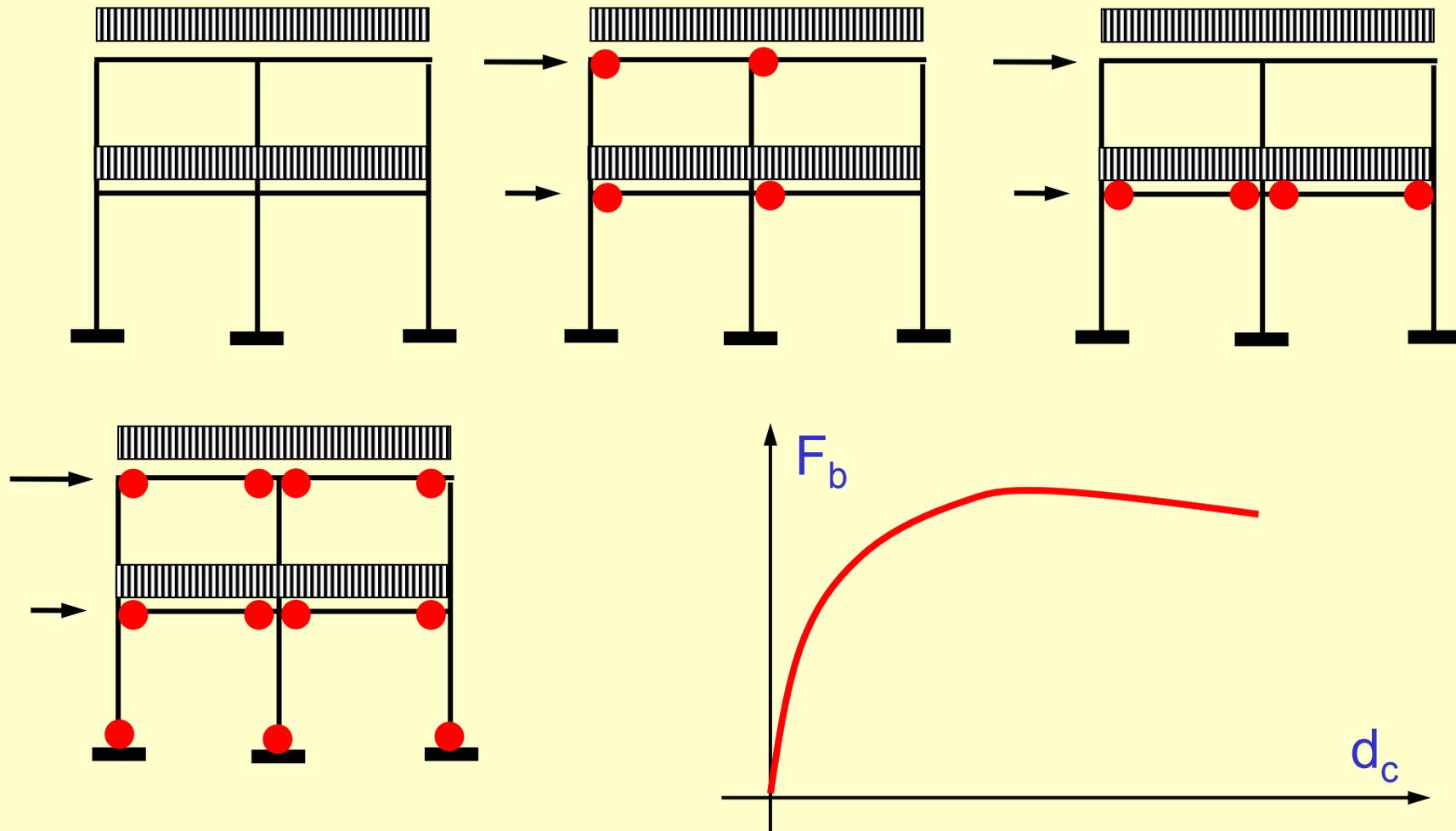
I principali vantaggi di tale modello sono soprattutto la sua semplicità e l'efficienza computazionale.

Una limitazione del modello è l'assunzione del punto di flesso fisso nella mezzeria durante l'analisi. Tale ipotesi, risulta poco realistica, se si considera che i momenti di snervamento alle estremità della trave non sono eguali, poiché diverse sono in genere le percentuali di armatura superiori e inferiori.

Il modello non permette di computare la formazione di zone plastiche in campata, causate dall'interazione tra i carichi orizzontali e quelli gravitazionali.

# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

Consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali e un sistema di forze orizzontali crescenti in maniera monotona fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

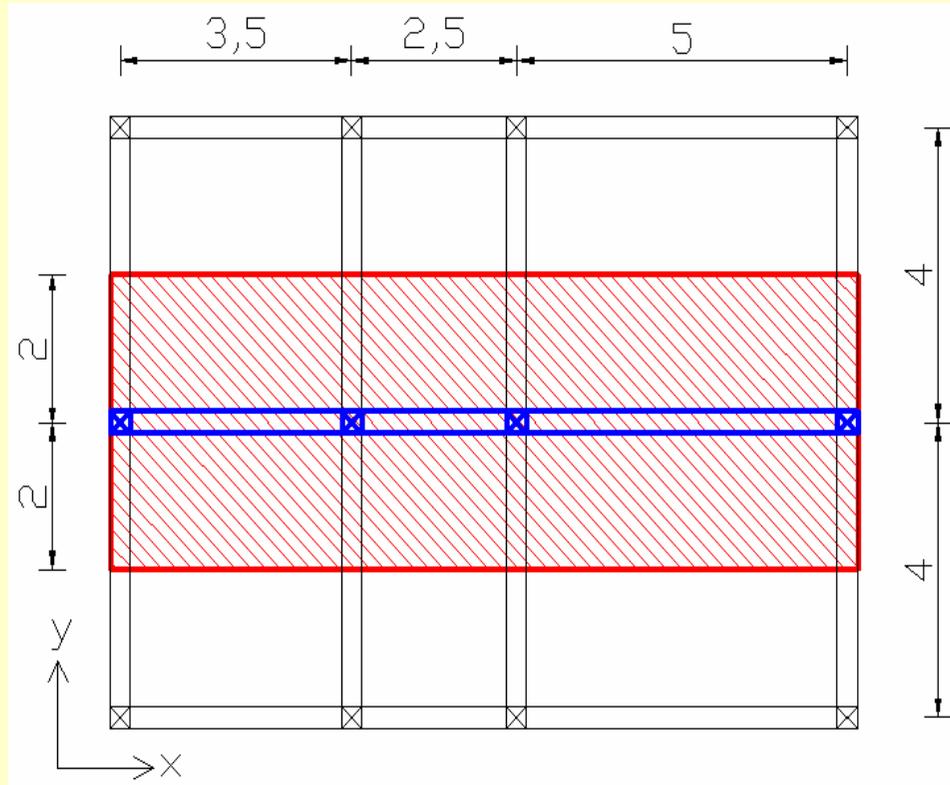


# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Il metodo si articola nei seguenti passi:

1. Determinazione di un legame forza-spostamento tra la risultante delle forze applicate, Taglio alla base  $F_b$  e lo spostamento  $d_c$  di un “punto di controllo” usualmente scelto come il baricentro dell'ultimo impalcato;
2. Determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà equivalente a comportamento bi-lineare;
3. Determinazione della risposta massima in spostamento di tale sistema con utilizzo di spettro di risposta di progetto;
4. Conversione dello spostamento del sistema equivalente nella configurazione deformata effettiva dell'edificio
5. Verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA



Per chiarire le modalità di esecuzione di tutte le possibili analisi, si fa riferimento ad un edificio in calcestruzzo armato

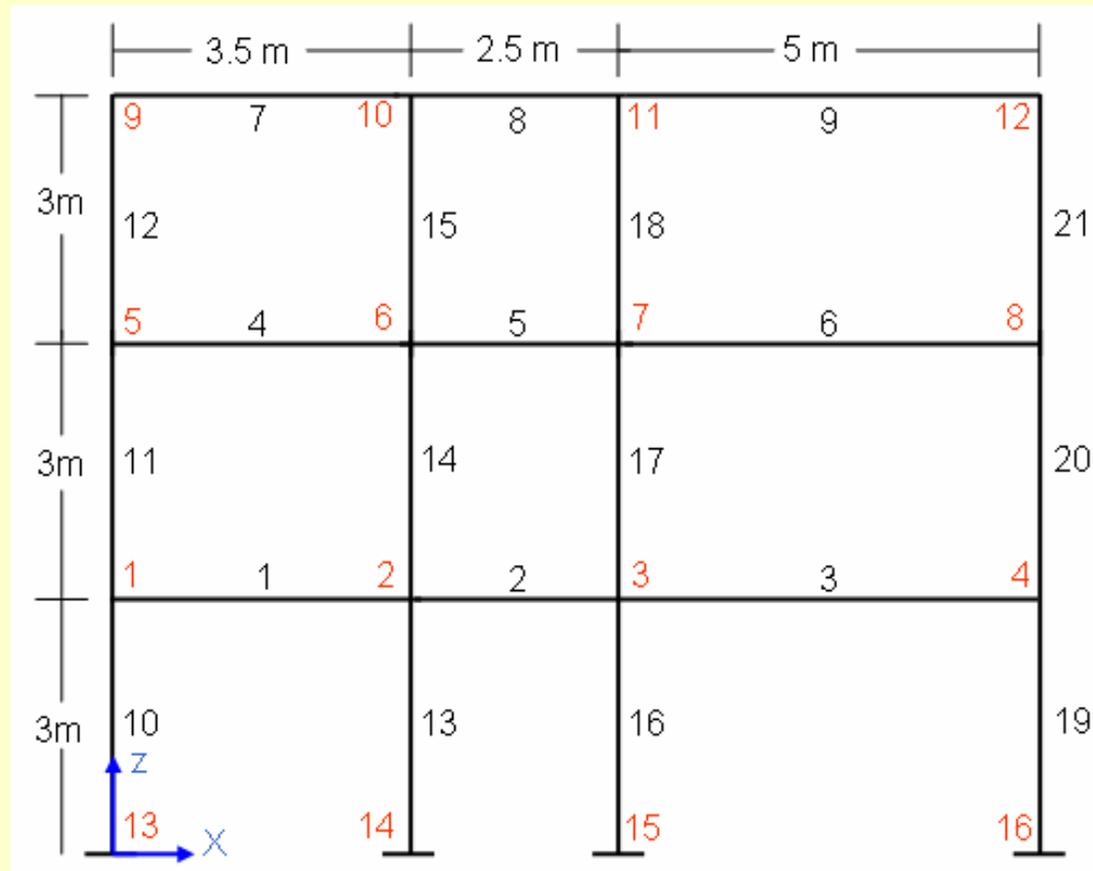
L'edificio è composto di due piani più la copertura accessibile, adibito ad uffici, situato in zona 2 e su suolo di tipo B.

L'edificio presenta un'altezza interpiano costante e pari a 3m.

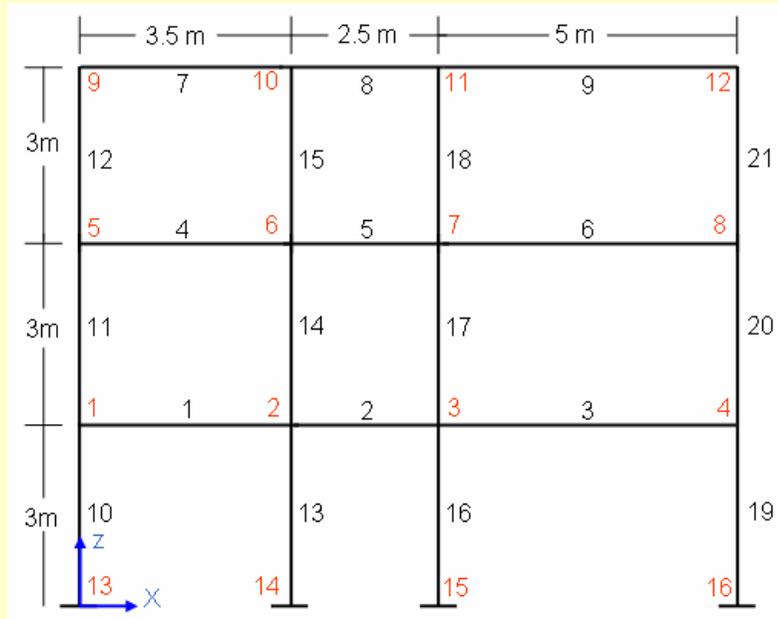
I massimi ingombri sono di 8 m in direzione y e di 11 m in direzione x.

# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

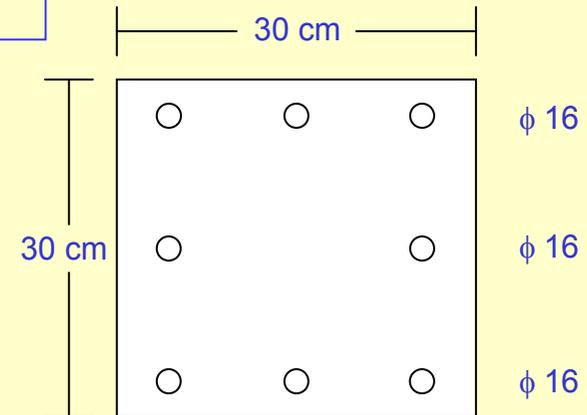
Si prende in considerazione il telaio bidimensionale diretto secondo la direzione principale x.



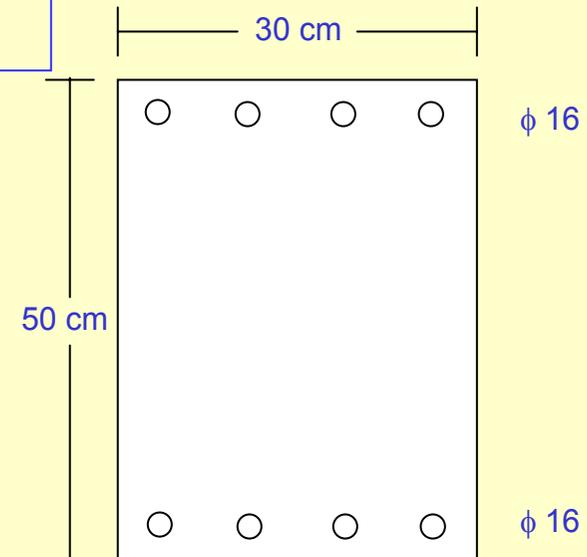
# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA



## PILASTRI



## TRAVI



Al fine di resistere ai carichi gravitazionali, sono state scelte per le colonne sezioni rettangolari **30cm x 30cm**, armate con **3 ferri  $\Phi 16$**  per lato

Per le travi sono state scelte sezioni rettangolari **50cm x 30cm**, armate sia superiormente che inferiormente con **4 ferri  $\phi 16$**

# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

Si è assunto che, sulla base di prove sperimentali condotte sull'edificio, si sia ricavato il seguente dato relativo alla resistenza media a compressione del calcestruzzo impiegato:

$$f_{cm} = 20 \text{ N/mm}^2$$

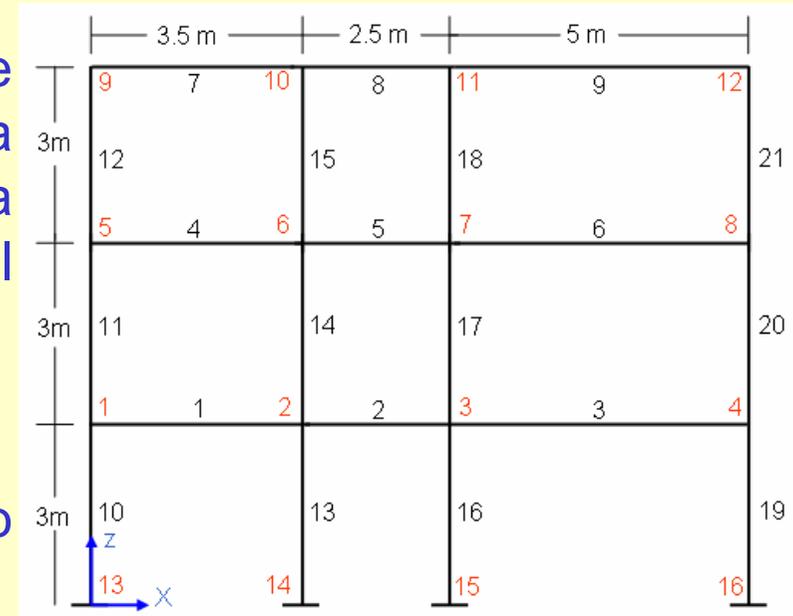
da cui si deduce il seguente valore medio del modulo elastico normale:

$$E_c = 1.2 \cdot 4700 \cdot (f_{cm})^{0.5} = 25223 \text{ N/mm}^2$$

Per ciò che concerne l'acciaio impiegato nelle barre, è stato scelto acciaio del tipo Feb44k da cui:

$$f_{ym} = 440 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$



# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

Di seguito sono riportati i valori dei carichi presi in esame:

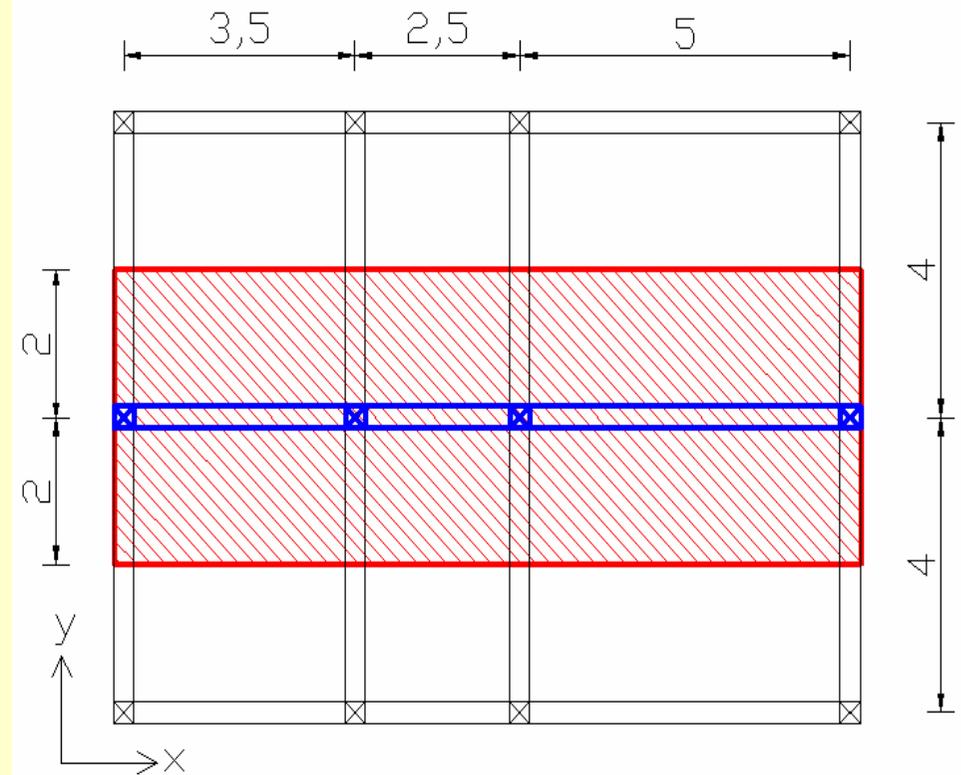
conglomerato armato: 25 kN/m<sup>3</sup>

solai: 4 kN/m<sup>2</sup>

muri di divisione: 1.3 kN/m<sup>2</sup>

sovraccarico accid.: 4 kN/m<sup>2</sup>

(corrispondente ad edifici suscettibili di grande affollamento).



# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

La verifica allo stato limite deve essere effettuata per la seguente combinazione degli effetti della azione sismica con le altre

$$\gamma_1 E + G_K + P_K + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki})$$

essendo:

$\gamma_1 \cdot E$  l'azione sismica per lo stato limite in esame; ( $\gamma_1$  =fattore di importanza)

$G_K$  il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$Q_{Ki}$  il valore caratteristico della azione variabile  $Q_i$ ;

$\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi permanente della azione variabile  $Q_i$

Destinazione d'uso	$\psi_{2i}$
Abitazioni, Uffici	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,60
Tetti e coperture con neve	0,20
Magazzini, Archivi, Scale	0,80
Vento, variazione termica	0,00

# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

Le masse associate ai carichi gravitazionali sono:

$$G_K + \sum_i (\psi_{Ei} Q_{Ki})$$

$\psi_{Ei}$  è un coefficiente di combinazione dell'azione variabile  $Q_i$  ed è pari:  
 $\phi \psi_{2i}$

Carichi ai piani	$\phi$
Copertura	1,0
Archivi	1,0
Carichi correlati	0,8
Carichi indipendenti	0,5

# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Valutazione delle masse

### Valutazione dei carichi caratteristici $G_k$

Solaio		149.48	149.48	149.48
Pilastrini		22.50	22.50	9.00
Travi		97.88	97.88	97.88
Muri divisori		48.58	48.58	24.29
<b>TOTALE</b>	<b>(kN)</b>	<b>318.44</b>	<b>318.44</b>	<b>280.65</b>

### Valutazione dei carichi caratteristici $Q_k$

Solaio		149.48	149.48	149.48
<b>TOTALE</b>	<b>(kN)</b>	<b>149.48</b>	<b>149.48</b>	<b>149.48</b>

$\Psi_{Ei}$		0.50x0.30	0.50x0.30	0.20
-------------	--	-----------	-----------	------

<b>MASSA</b>	<b>(ton)</b>	<b>34.75</b>	<b>34.75</b>	<b>31.66</b>
--------------	--------------	--------------	--------------	--------------

# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

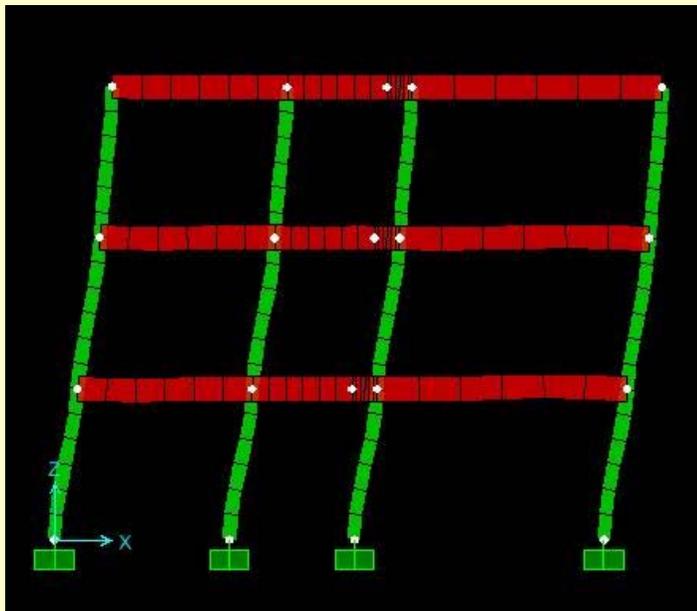
## Valutazione dei carichi gravitazionali da combinazione sismica

impalcato	luce	Gk solaio	Qk solaio	Gk solaio	Gk travi	Gk muri	$\psi_2$ Qk solaio	Totale
	m	KN/mq	KN/mq	KN/m	KN/m	KN/m	KN/m	KN/m
<b>1</b>	4	4	4	<b>16</b>	<b>3.75</b>	<b>5.2</b>	<b>4.8</b>	<b>29.75</b>
<b>2</b>	4	4	4	<b>16</b>	<b>3.75</b>	<b>5.2</b>	<b>4.8</b>	<b>29.75</b>
<b>3</b>	4	4	4	<b>16</b>	<b>3.75</b>	<b>0.0</b>	<b>3.2</b>	<b>22.95</b>

# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Caratterizzazione dinamica lineare

	Masse [ton]	1° modo	1° modo norm	$m_i\phi_i=m^*$	$m_i\phi_i^2$
1	34.75	0.0051	0.395	13.74	5.43
2	34.75	0.0101	0.783	27.20	21.30
3	31.66	0.0129	1.000	31.66	31.66
				72.60	58.39
T	0.77 s			$\Gamma$	1.24



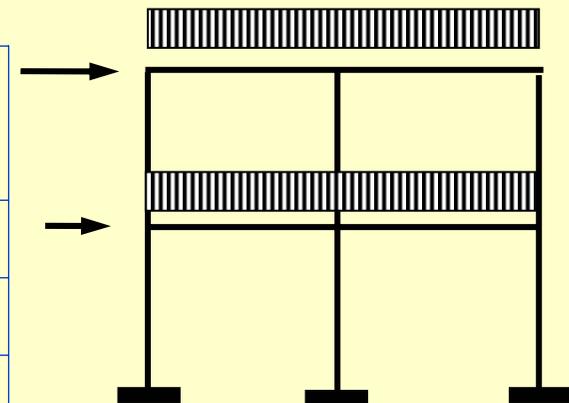
# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Distribuzioni di forze orizzontali

Devono essere applicati all'edificio almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali, applicati ai baricentri delle masse a ciascun piano:

1. Una distribuzione di forze proporzionali alle masse
2. Una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

	Masse [KN/ms <sup>2</sup> ]	1° modo norm	$m_i\phi_i=m^*$	Distrib. 1	Distrib. 1
1	34.75	0.395	13.74	0.43	1.00
2	34.75	0.783	27.20	0.86	1.00
3	31.66	1.000	31.66	1.00	1.10

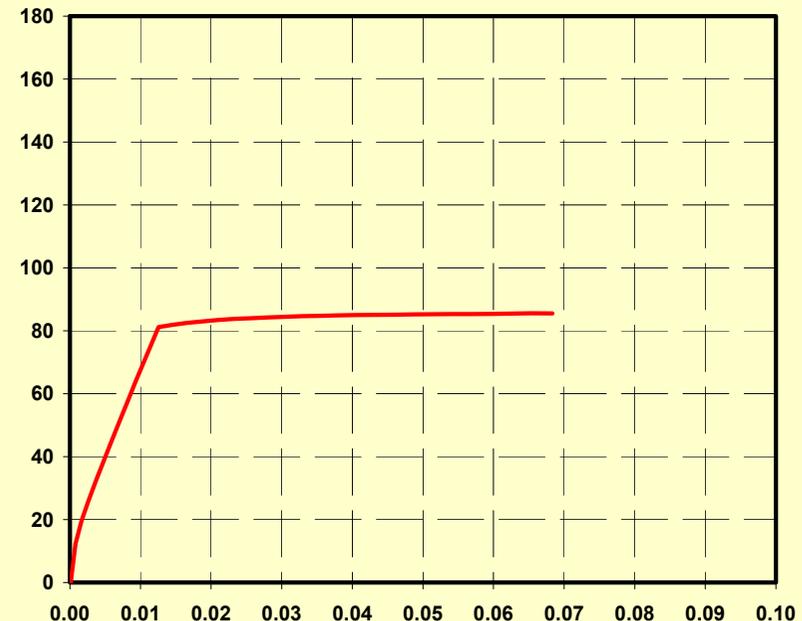


# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Caratterizzazione delle cerniere plastiche

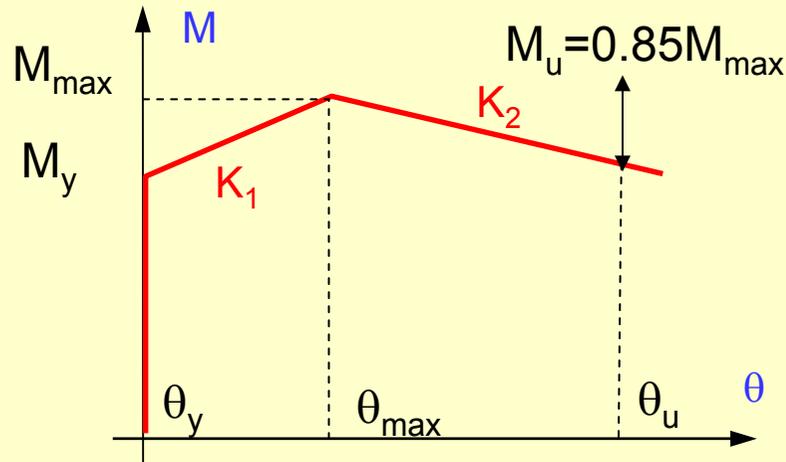
La caratterizzazione delle cerniere plastiche consiste nella definizione del legame momento-rotazione, effettuato a partire dal legame momento curvatura.

La relazione momento curvatura è valutata in ciascuna estremità dell'elemento strutturale (trave e pilastro). In particolare, con riferimento ai pilastri la valutazione del legame momento curvatura è effettuata nell'ipotesi di uno sforzo assiale pari a quello agente in condizione di carico gravitazionale da combinazione sismica.



# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Caratterizzazione delle cerniere plastiche



La luce di taglio  $L_v$  è assunta costante e pari  $L_v = L/2$

La rotazione snervamento è valutata con la proposta dell'OPCM 3271-3431

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,0013 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

La rotazione ultima è valutata con la prima alternativa proposta dall'OPCM 3271-3431

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{e1}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha_{p_{rx}} \frac{f_{yr}}{f_c} \right)} (1,25^{100\rho_d})$$

La rotazione massima è valutata proporzionalmente alla rotazione di snervamento

Parametri statici

$M_y$

$M_{max}$

$M_u$

Parametri deformativi

$\theta_y$

$\theta_{max}$

$\theta_u$

# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Caratterizzazione delle cerniere plastiche

In particolare sono condotte una serie di analisi non lineari coerentemente alle seguenti assunzioni:

A. Valutazione delle rotazioni allo snervamento e massima secondo modello meccanico. Valutazione del solo contributo flessionale.

B. Valutazione dei parametri deformativi secondo OPCM. Valutazione della rotazione massima come:

$$\theta_{\max} = 1.50 \theta_y$$

$$\theta_{\max} = 2.00 \theta_y$$

C. Caratterizzazione del legame momento-rotazione elasto-plastico senza incrudimento:

$$M_y = M_{\max}$$

# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Caratterizzazione delle cerniere plastiche (modello meccanico)

	N	v	L	$M_y$	$\phi_y$	$M_{max}$	$\phi_{max}$	fc	fy	Lv	$\theta_y$	$\theta_{max}$	$\theta_u$
P1-1	166.62	0.09	3.00	81.16	0.0126	85.51	0.0683	20	440	150	0.0063	0.0105	0.033
P1-2	111.00	0.06	3.00	75.7	0.0127	79.12	0.0762	20	440	150	0.0063	0.0104	0.034
P1-3	54.34	0.03	3.00	66.87	0.0111	72.45	0.0851	20	440	150	0.0056	0.0141	0.035
P2-1	275.75	0.15	3.00	89.07	0.0130	97.59	0.0551	20	440	150	0.0065	0.0120	0.031
P2-2	184.93	0.10	3.00	80.67	0.0123	87.6	0.0659	20	440	150	0.0061	0.0125	0.032
P2-3	91.83	0.05	3.00	71.75	0.0116	76.87	0.0791	20	440	150	0.0058	0.0126	0.035
P3-1	380.19	0.21	3.00	101.03	0.0144	107.93	0.0446	20	440	150	0.0072	0.0101	0.029
P3-2	252.21	0.14	3.00	84.41	0.0123	95.02	0.0577	20	440	150	0.0061	0.0138	0.031
P3-3	129.44	0.07	3.00	76.52	0.0121	81.27	0.0735	20	440	150	0.0060	0.0114	0.034
P4-1	226.99	0.13	3.00	85.03	0.0127	92.29	0.0606	20	440	150	0.0063	0.0120	0.032
P4-2	151.56	0.08	3.00	75.91	0.0117	83.79	0.0704	20	440	150	0.0059	0.0141	0.033
P4-3	74.23	0.04	3.00	71.72	0.0120	74.93	0.0817	20	440	150	0.0060	0.0105	0.035
TRAVE	0.00	0.00	3.50	138.44	0.0056	157.76	0.0858	20	440	175	0.0032	0.0204	0.039
TRAVE	0.00	0.00	2.50	138.44	0.0056	157.76	0.0858	20	440	125	0.0023	0.0146	0.034
TRAVE	0.00	0.00	5.00	138.44	0.0056	157.76	0.0858	20	440	250	0.0046	0.0292	0.044

# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Caratterizzazione delle cerniere plastiche ( $q_{max}=1.50q_y$ )

	N	v	L	$M_y$	$\phi_y$	$M_{max}$	fc	fy	Lv	$\theta_y$	$\theta_{max}$	$\theta_u$
P1-1	166.62	0.09	3.00	81.16	0.0126	85.51	20	440	150	0.011	0.016	0.033
P1-2	111.00	0.06	3.00	75.7	0.0127	79.12	20	440	150	0.011	0.016	0.034
P1-3	54.34	0.03	3.00	66.87	0.0111	72.45	20	440	150	0.010	0.014	0.035
P2-1	275.75	0.15	3.00	89.07	0.0130	97.59	20	440	150	0.011	0.016	0.031
P2-2	184.93	0.10	3.00	80.67	0.0123	87.6	20	440	150	0.010	0.016	0.032
P2-3	91.83	0.05	3.00	71.75	0.0116	76.87	20	440	150	0.010	0.015	0.035
P3-1	380.19	0.21	3.00	101.03	0.0144	107.93	20	440	150	0.012	0.018	0.029
P3-2	252.21	0.14	3.00	84.41	0.0123	95.02	20	440	150	0.010	0.016	0.031
P3-3	129.44	0.07	3.00	76.52	0.0121	81.27	20	440	150	0.010	0.015	0.034
P4-1	226.99	0.13	3.00	85.03	0.0127	92.29	20	440	150	0.011	0.016	0.032
P4-2	151.56	0.08	3.00	75.91	0.0117	83.79	20	440	150	0.010	0.015	0.033
P4-3	74.23	0.04	3.00	71.72	0.0120	74.93	20	440	150	0.010	0.015	0.035
TRAVE	0.00	0.00	3.50	138.44	0.0056	157.76	20	440	175	0.006	0.009	0.039
TRAVE	0.00	0.00	2.50	138.44	0.0056	157.76	20	440	125	0.005	0.008	0.034
TRAVE	0.00	0.00	5.00	138.44	0.0056	157.76	20	440	250	0.007	0.011	0.044

# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Caratterizzazione delle cerniere plastiche ( $q_{max}=2.00q_y$ )

	N	v	L	$M_y$	$\phi_y$	$M_{max}$	fc	fy	Lv	$\theta_y$	$\theta_{max}$	$\theta_u$
P1-1	166.62	0.09	3.00	81.16	0.0126	85.51	20	440	150	0.011	0.021	0.033
P1-2	111.00	0.06	3.00	75.7	0.0127	79.12	20	440	150	0.011	0.021	0.034
P1-3	54.34	0.03	3.00	66.87	0.0111	72.45	20	440	150	0.010	0.019	0.035
P2-1	275.75	0.15	3.00	89.07	0.0130	97.59	20	440	150	0.011	0.022	0.031
P2-2	184.93	0.10	3.00	80.67	0.0123	87.6	20	440	150	0.010	0.021	0.032
P2-3	91.83	0.05	3.00	71.75	0.0116	76.87	20	440	150	0.010	0.020	0.035
P3-1	380.19	0.21	3.00	101.03	0.0144	107.93	20	440	150	0.012	0.024	0.029
P3-2	252.21	0.14	3.00	84.41	0.0123	95.02	20	440	150	0.010	0.021	0.031
P3-3	129.44	0.07	3.00	76.52	0.0121	81.27	20	440	150	0.010	0.020	0.034
P4-1	226.99	0.13	3.00	85.03	0.0127	92.29	20	440	150	0.011	0.021	0.032
P4-2	151.56	0.08	3.00	75.91	0.0117	83.79	20	440	150	0.010	0.020	0.033
P4-3	74.23	0.04	3.00	71.72	0.0120	74.93	20	440	150	0.010	0.020	0.035
TRAVE	0.00	0.00	3.50	138.44	0.0056	157.76	20	440	175	0.006	0.012	0.039
TRAVE	0.00	0.00	2.50	138.44	0.0056	157.76	20	440	125	0.005	0.010	0.034
TRAVE	0.00	0.00	5.00	138.44	0.0056	157.76	20	440	250	0.007	0.015	0.044

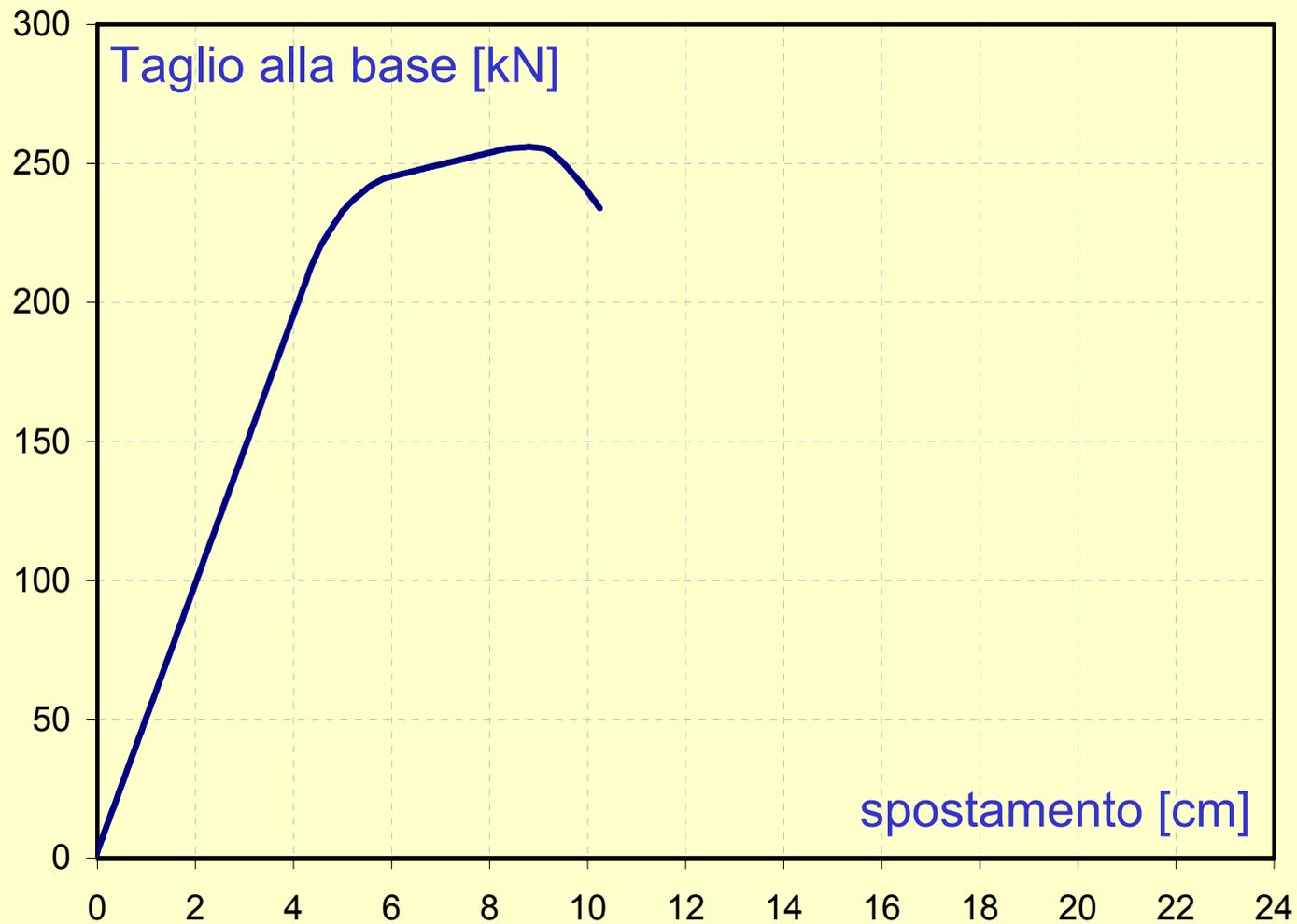
# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Caratterizzazione delle cerniere plastiche (elasto-plastica)

	N	v	L	$M_y$	$\phi_y$	$M_{max}$	fc	fy	Lv	$\theta_y$	$\theta_u$
P1-1	166.62	0.09	3.00	81.16	0.0126	85.51	20	440	150	0.011	0.033
P1-2	111.00	0.06	3.00	75.7	0.0127	79.12	20	440	150	0.011	0.034
P1-3	54.34	0.03	3.00	66.87	0.0111	72.45	20	440	150	0.010	0.035
P2-1	275.75	0.15	3.00	89.07	0.0130	97.59	20	440	150	0.011	0.031
P2-2	184.93	0.10	3.00	80.67	0.0123	87.6	20	440	150	0.010	0.032
P2-3	91.83	0.05	3.00	71.75	0.0116	76.87	20	440	150	0.010	0.035
P3-1	380.19	0.21	3.00	101.03	0.0144	107.93	20	440	150	0.012	0.029
P3-2	252.21	0.14	3.00	84.41	0.0123	95.02	20	440	150	0.010	0.031
P3-3	129.44	0.07	3.00	76.52	0.0121	81.27	20	440	150	0.010	0.034
P4-1	226.99	0.13	3.00	85.03	0.0127	92.29	20	440	150	0.011	0.032
P4-2	151.56	0.08	3.00	75.91	0.0117	83.79	20	440	150	0.010	0.033
P4-3	74.23	0.04	3.00	71.72	0.0120	74.93	20	440	150	0.010	0.035
TRAVE	0.00	0.00	3.50	138.44	0.0056	157.76	20	440	175	0.006	0.039
TRAVE	0.00	0.00	2.50	138.44	0.0056	157.76	20	440	125	0.005	0.034
TRAVE	0.00	0.00	5.00	138.44	0.0056	157.76	20	440	250	0.007	0.044

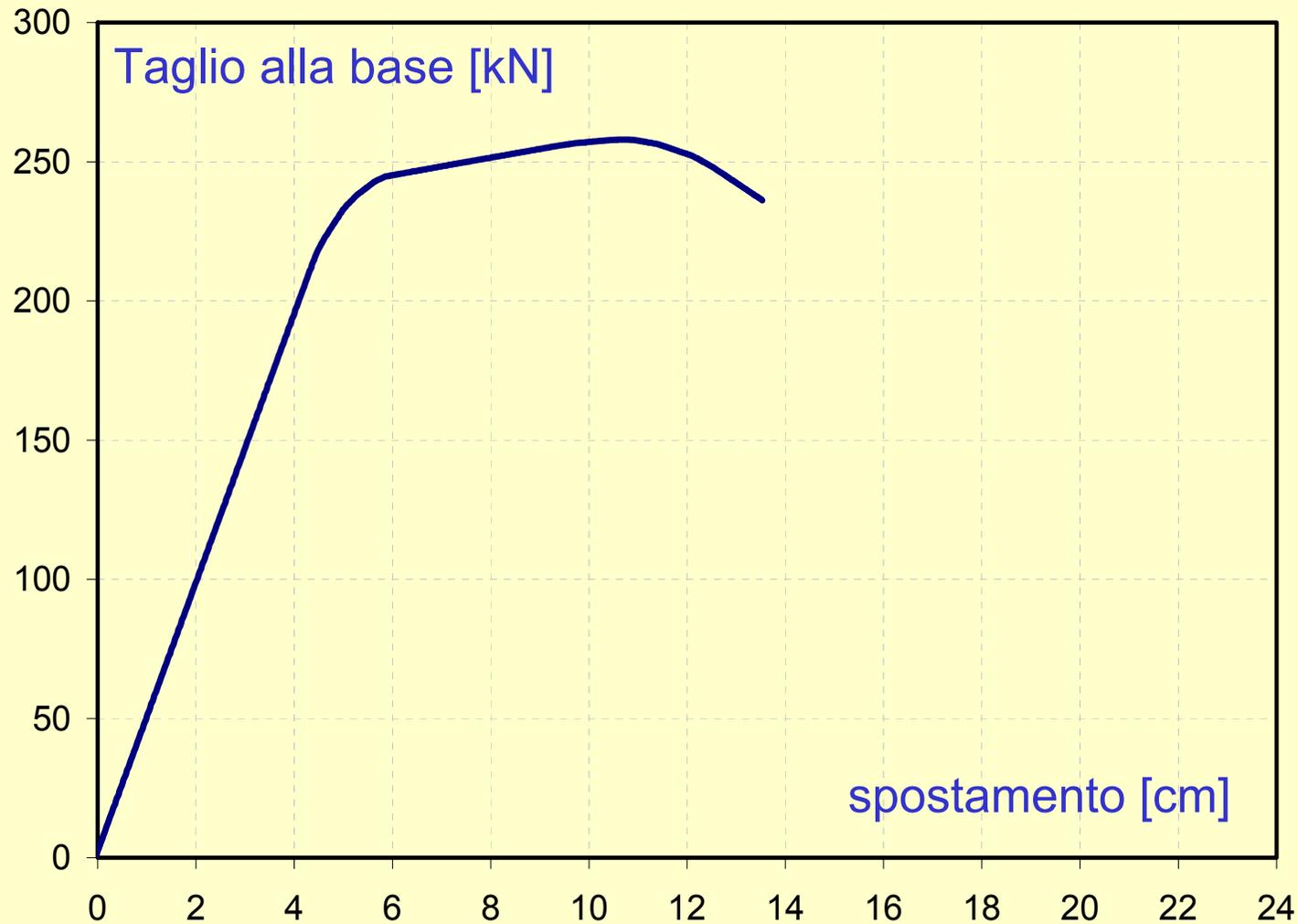
# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Curva di push-over (modello meccanico)



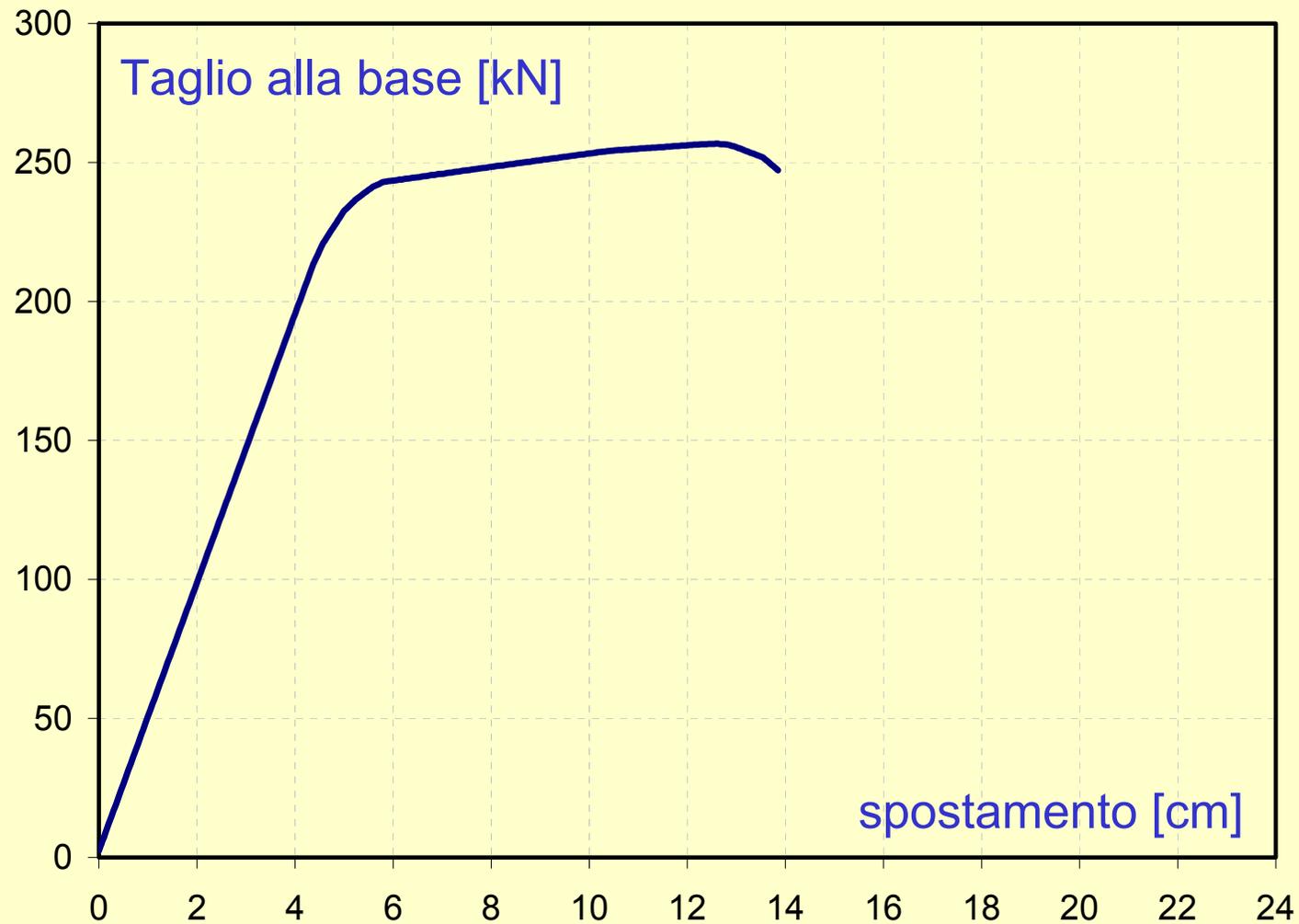
# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

Curva di push-over ( $q_{max}=1.50q_y$ )



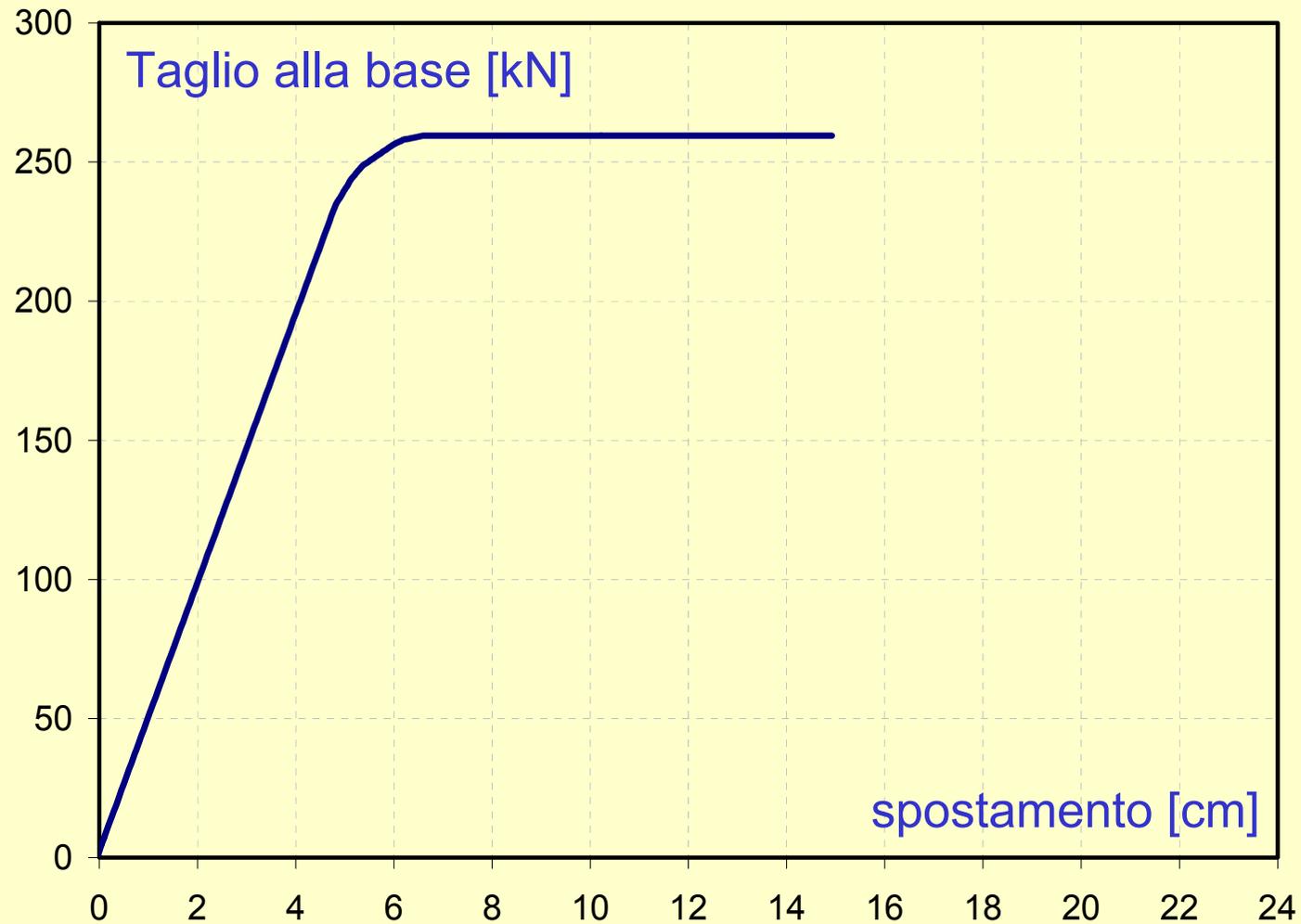
# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

Curva di push-over ( $q_{max}=2.00q_y$ )



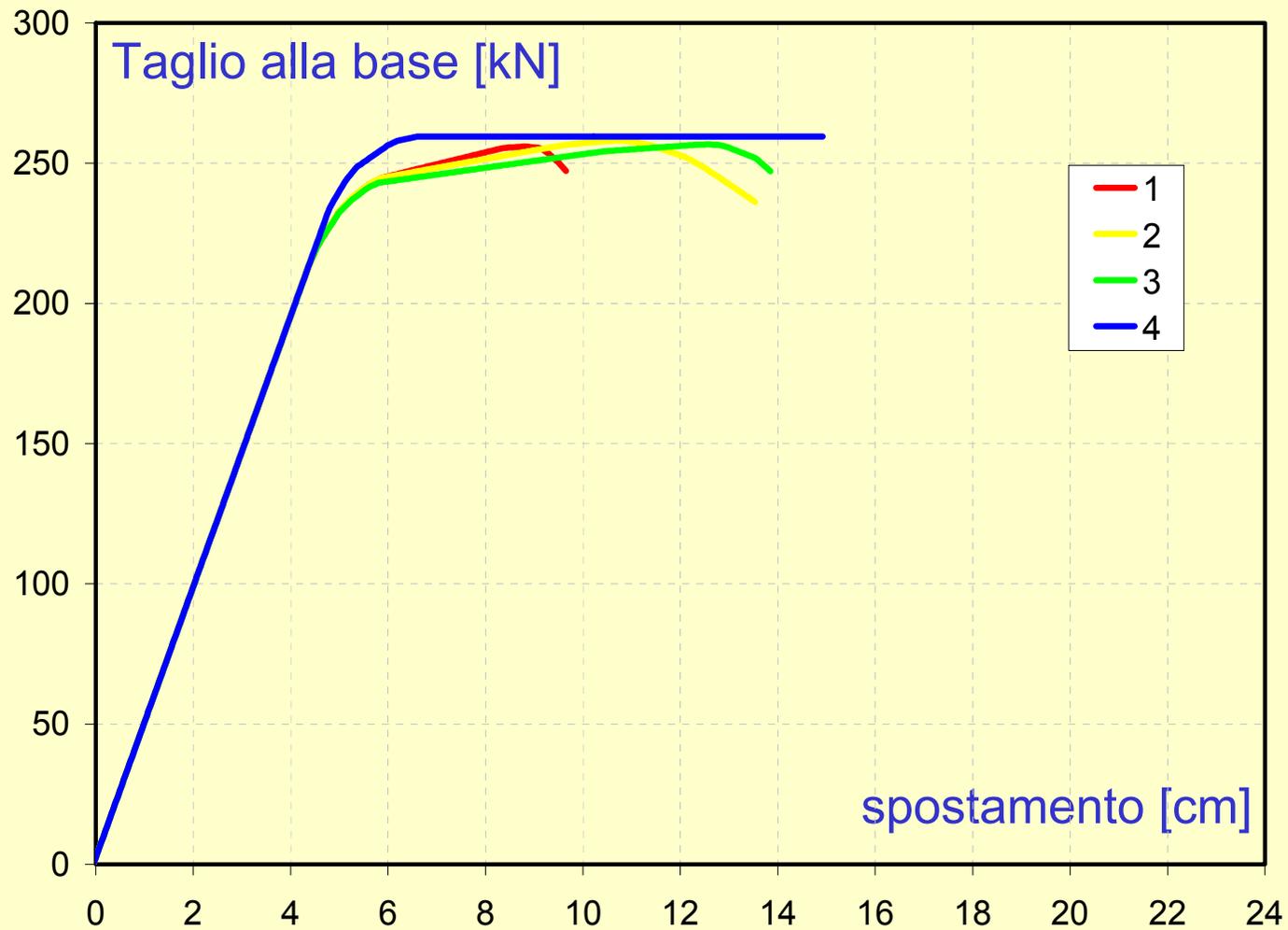
# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Curva di push-over (elasto-plastica)



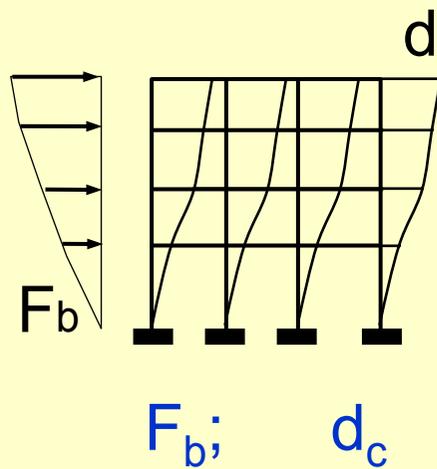
# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Confronto delle curve di push-over



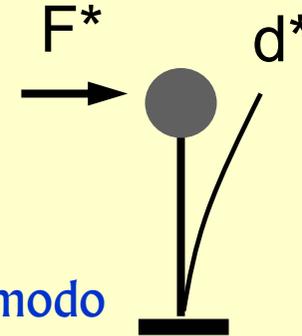
# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Determinazione di un sistema SDOF equivalente



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

coeff. di partecipazione del 1° modo

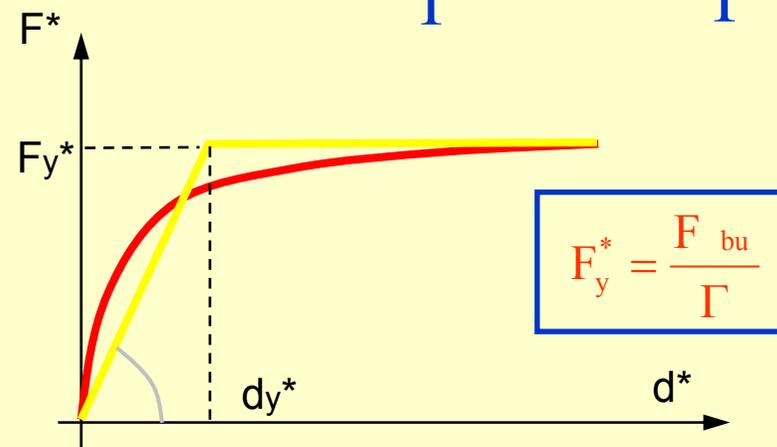


$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

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

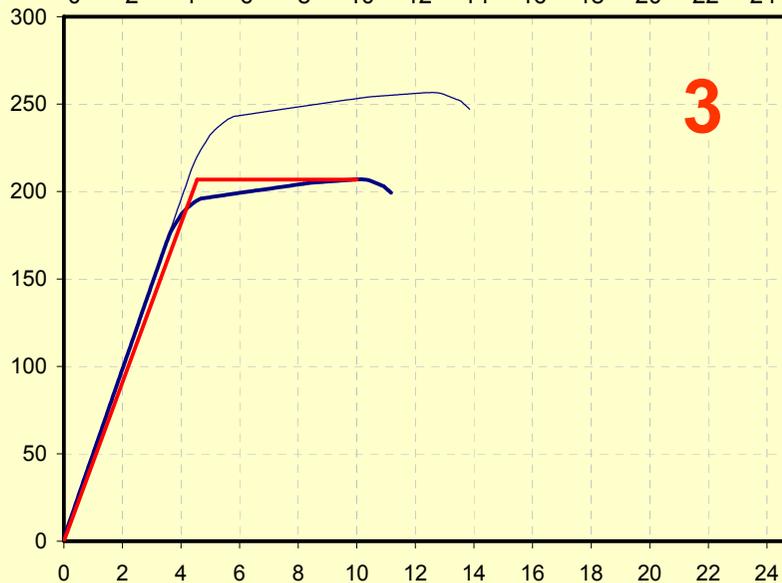
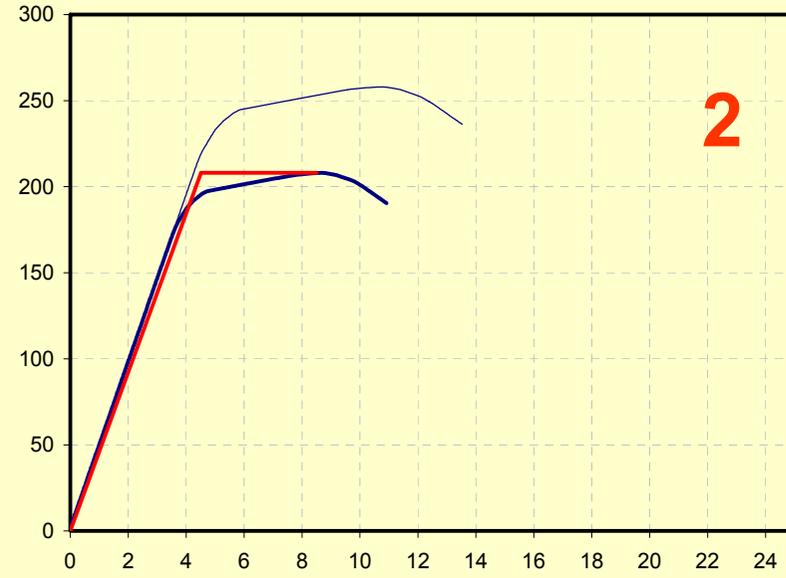
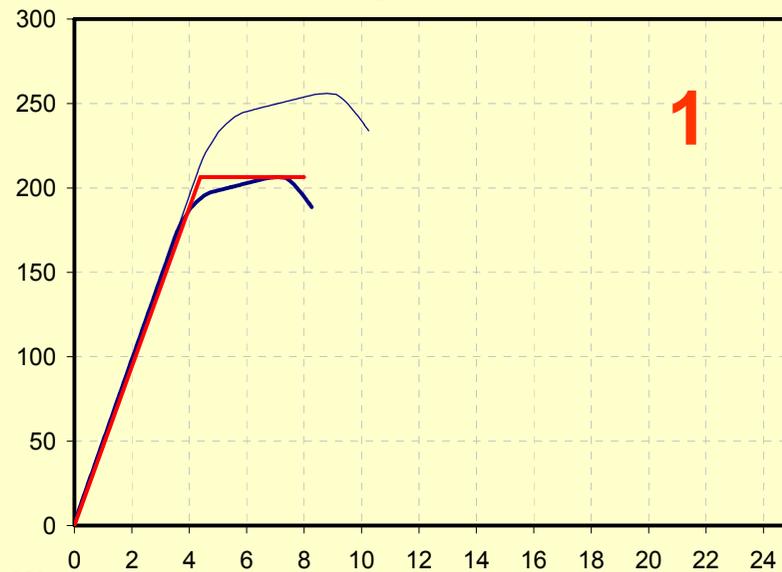
$$k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*}$$

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



# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Curva forza spostamento del sistema SDOF



# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Valutazione delle caratteristiche del sistema SDOF equivalente

	Masse [ton]	1° modo	1° modo norm	$m_i\phi_i=m^*$	$m_i\phi_i^2$
<b>1</b>	34.75	0.0051	0.395	13.74	5.43
<b>2</b>	34.75	0.0101	0.783	27.20	21.30
<b>3</b>	31.66	0.0129	1.000	31.66	31.66
				<b>72.60</b>	<b>58.39</b>
				<b><math>\Gamma</math></b>	<b>1.24</b>

Analisi	modellaz	$F_y^*$ [kN]	$dy^*$ [m]	$m^*$ [ton]	K [kN/m]	$T_{eff}$ [sec]	Tel [sec]
1	Teta fless	206.42	0.044	72.60	4704.75	<b>0.914</b>	0.773
2	1.5Qy	208.07	0.045	72.60	4612.89	<b>0.923</b>	0.773
3	2Qy	206.91	0.045	72.60	4550.41	<b>0.929</b>	0.773
4	Mu elast-plast	209.23	0.043	72.60	4858.75	<b>0.899</b>	0.773

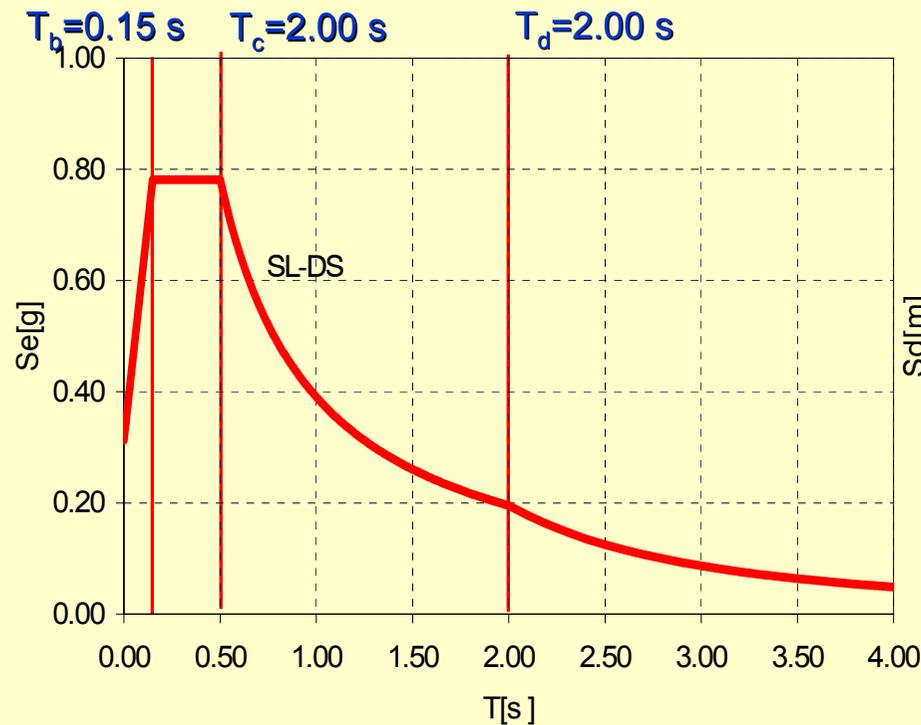
# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

Determinazione della richiesta di spostamento del sistema  
SDOF equivalente

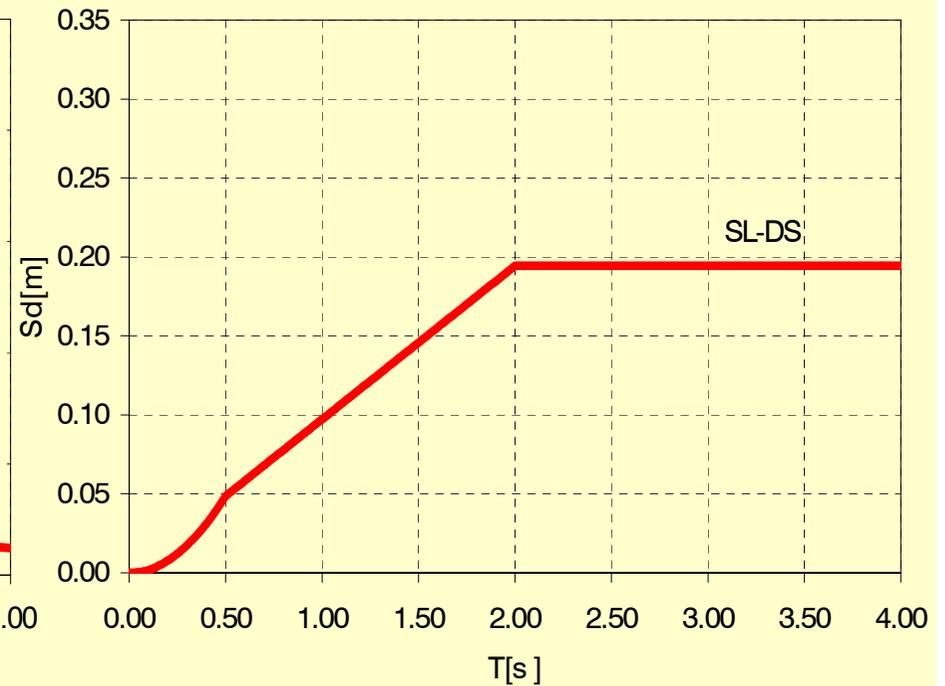
Zona 2  
Terreno B

$a/g=0.25$   
 $S=1.25$

Spettro in accelerazioni



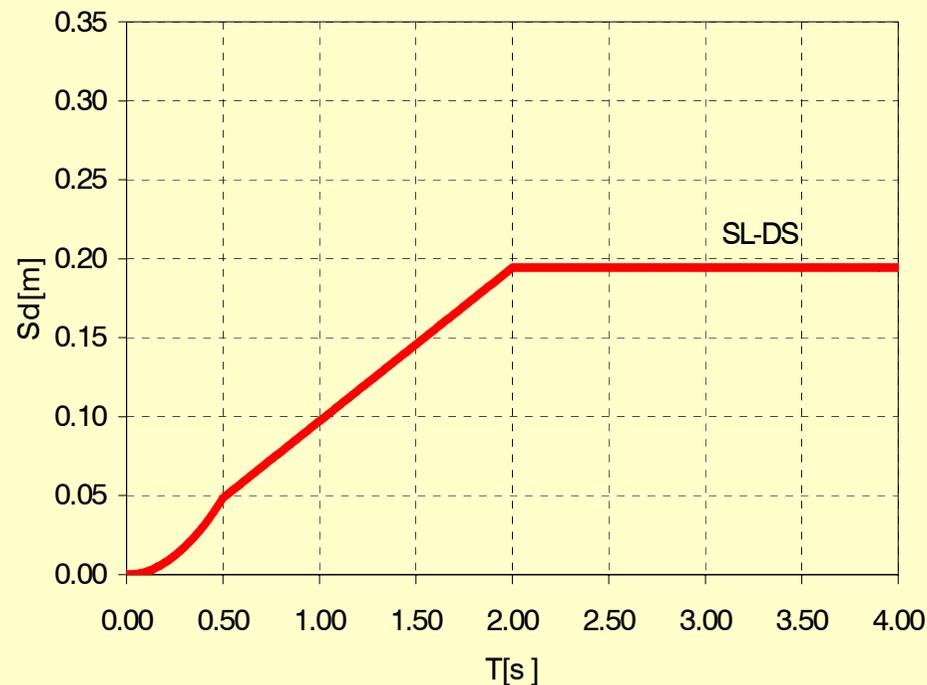
Spettro in spostamento



# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Determinazione della richiesta di spostamento del sistema SDOF equivalente

	MOD	Fy* [kN]	dy* [m]	Teff [sec]	Tel [sec]	d*max [m]
1	Teta fless	206.42	0.044	<b>0.914</b>	0.773	<b>0.089</b>
2	1.5Qy	208.07	0.045	<b>0.923</b>	0.773	<b>0.090</b>
3	2Qy	206.91	0.045	<b>0.929</b>	0.773	<b>0.091</b>
4	Mu elast-plast	209.23	0.043	<b>0.899</b>	0.773	<b>0.085</b>



Nel caso che  $T_{eff} \geq T_c$  la risposta in spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo :

$$d^*_{max} = d_{el,max} = S_d(T)$$

# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Determinazione della richiesta di spostamento del sistema MDOF

	MOD	Fy* [kN]	dy* [m]	Teff [sec]	Tel [sec]	d*max [m]	$\Gamma$	d*max [m]
1	Teta fless	206.42	0.044	<b>0.914</b>	0.773	<b>0.089</b>	<b>1.24</b>	<b>0.111</b>
2	1.5Qy	208.07	0.045	<b>0.923</b>	0.773	<b>0.090</b>	<b>1.24</b>	<b>0.111</b>
3	2Qy	206.91	0.045	<b>0.929</b>	0.773	<b>0.091</b>	<b>1.24</b>	<b>0.113</b>
4	Mu elast-plast	209.23	0.043	<b>0.899</b>	0.773	<b>0.085</b>	<b>1.24</b>	<b>0.106</b>

Lo spostamento effettivo di risposta del punto di controllo dell'edificio risulta pari a

$$d_{\max} = \Gamma d^*_{\max}$$

Una volta trovato lo spostamento effettivo di risposta per lo SL in studio, si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

# ANALISI STATICA NON LINEARE A PLASTICITA' CONCENTRATA

## Determinazione della richiesta di spostamento del sistema MDOF

Lo spostamento effettivo di risposta del punto di controllo dell'edificio risulta pari a

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

Una volta trovato lo spostamento effettivo di risposta per lo SL in studio, si procede alla verifica:

- della compatibilità degli spostamenti per elementi/meccanismi duttili
- delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.