

*Progetto di un edificio in C.A.  
secondo le NTC08 mediante il codice di calcolo  
SAP2000*

*CSi Italia Srl – Galleria S.Marco, 4 – Pordenone*

*leonardo@csiitaliasrl.it -Tel. 043428465*

*Ing. Leonardo Bandini*

*Ing. Massimo Brunetta*

***I LUCIDI SONO DISPONIBILI***

***SUL SITO:***

***[www.csiitaliasrl.it](http://www.csiitaliasrl.it)***

# ESEMPIO DI PROGETTAZIONE SECONDO NTC08

## Edificio a struttura mista pareti-telaio o a nucleo

L'edificio è composto da 5 piani fuori terra (aventi interpiano pari a 3,1 m) e da un piano interrato (avente altezza pari a 2,8 m) con murature in cls.

Per le dimensioni degli elementi strutturali vedere disegni dwg allegati.

Zona sismica:

Coefficiente di importanza:

Terreno:

Fattore di smorzamento:

Fattore di struttura iniziale:

Metodo di combinazione delle azioni:

2 -  $a_g=0.25 g$

$\eta = 1,0$  (edificio ordinario)

Categoria B

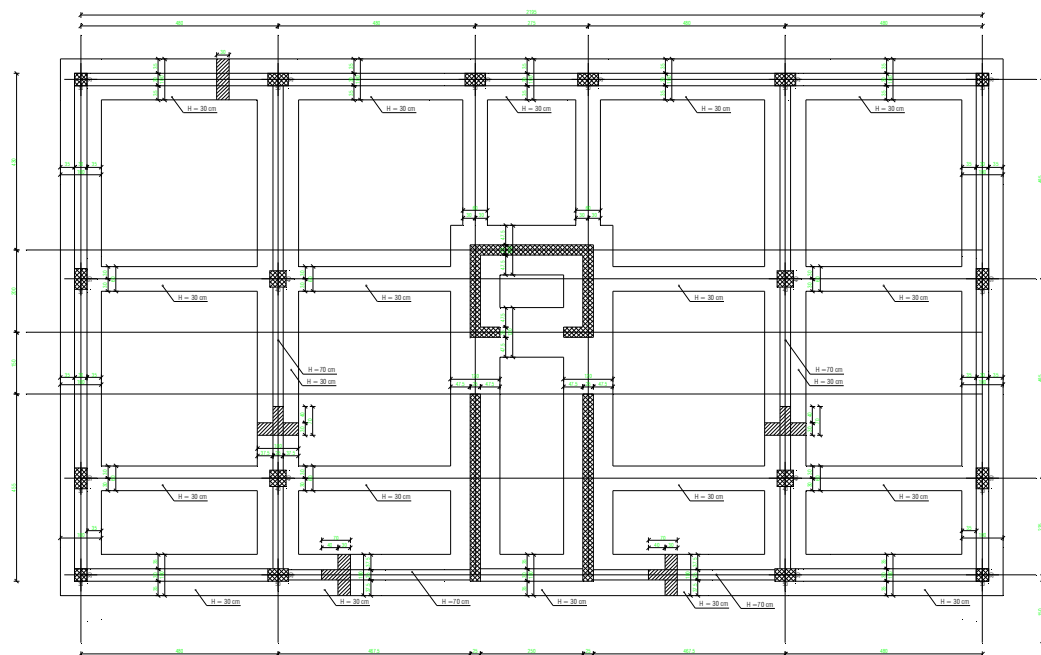
$\xi = 0,05$

$q_0 = 3\alpha_U/\alpha_1$

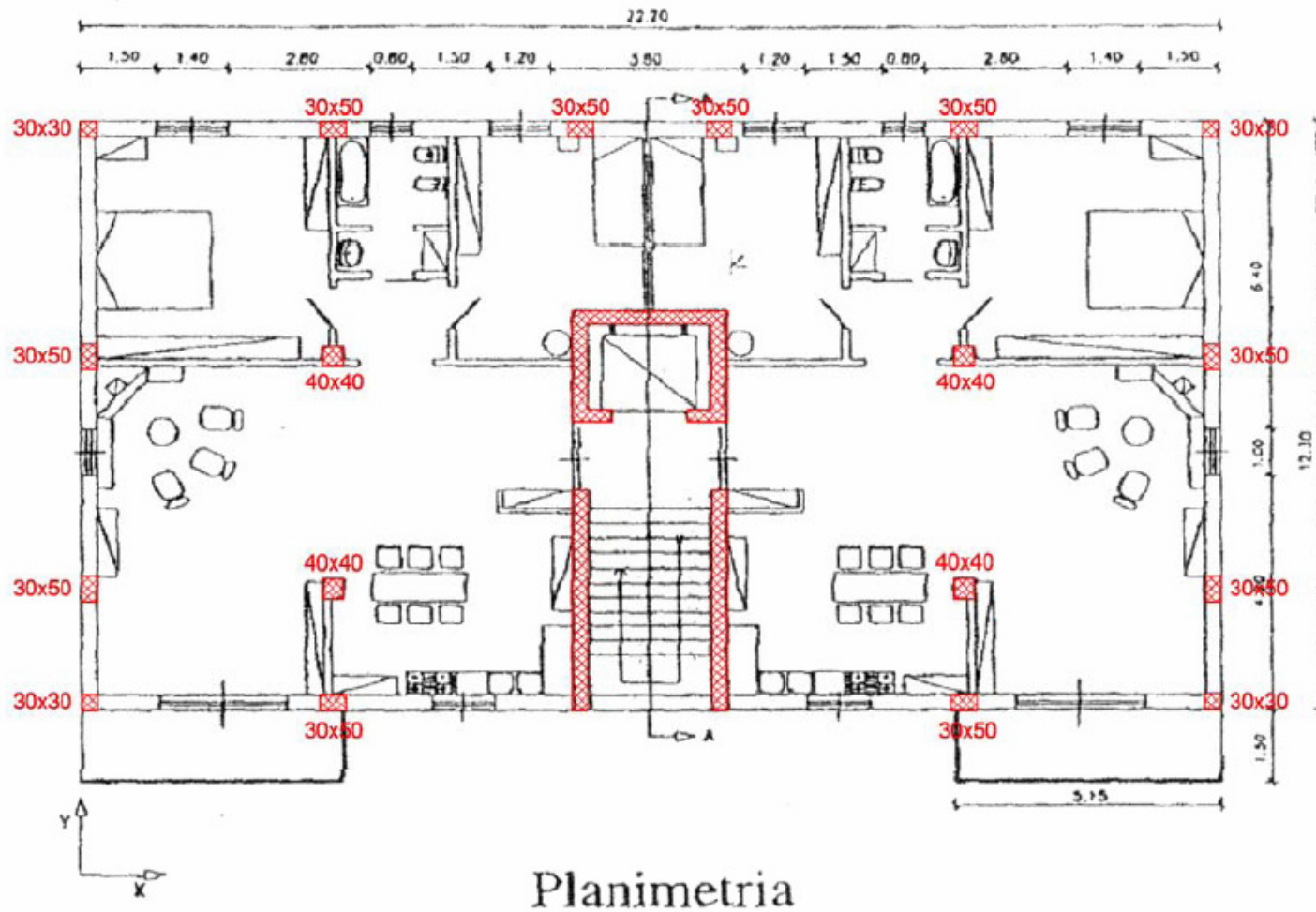
CQC

Pianta fondazioni

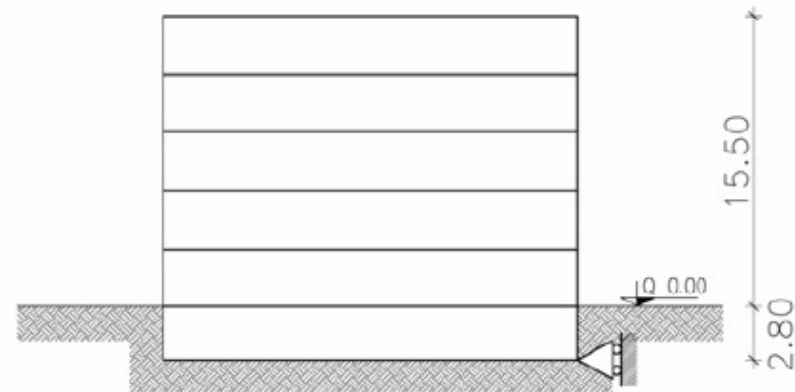
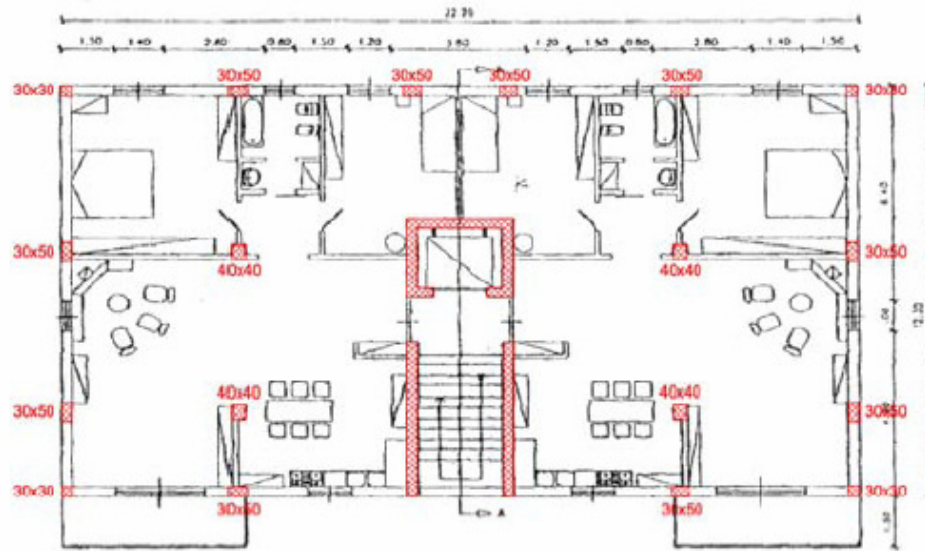
[cm]



# ESEMPIO DI PROGETTAZIONE SECONDO NTC08



# ESEMPIO DI PROGETTAZIONE SECONDO NTC08



Carichi Permanenti ( $G_k$ )		Carichi Variabili ( $Q_k$ )	
Solaio tipo:	6,50 kN/m <sup>2</sup>	Solaio tipo:	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Solaio copertura:	6,00 kN/m <sup>2</sup>	Scale e pianerottoli:	4,00 kN/m <sup>2</sup>
Scale:	8,30 kN/m <sup>2</sup>	Solaio copertura:	1,30 kN/m <sup>2</sup>
Balconi:	5,55 kN/m <sup>2</sup>	Balconi:	4,00 kN/m <sup>2</sup>
Tamponam. esterni:	6,25 kN/m		

# ESEMPIO DI PROGETTAZIONE SECONDO NTC08

## Classificazione dell'edificio secondo NTC2008

**Fattore di struttura:**  $q = q_0 K_R$

- $q_0$  dipende sostanzialmente dalla *tipologia strutturale* e dalla *sovraresistenza*  $\alpha_u / \alpha_1$

Tabella 7.4.1 – Valori di  $q_0$

Tipologia	$q_0$	
	CD" B "	CD" A "
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

- a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai
- edifici a telaio di un piano
  - edifici a telaio a più piani, con una sola campata
  - edifici a telaio con più piani e più campate

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$$

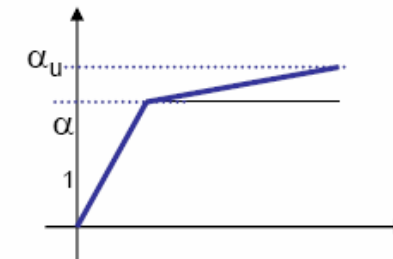
$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$$

- b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti
- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale
  - altre strutture a pareti non accoppiate
  - strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$$



- $K_R$  dipende dalla *regolarità*

Edifici regolari in altezza

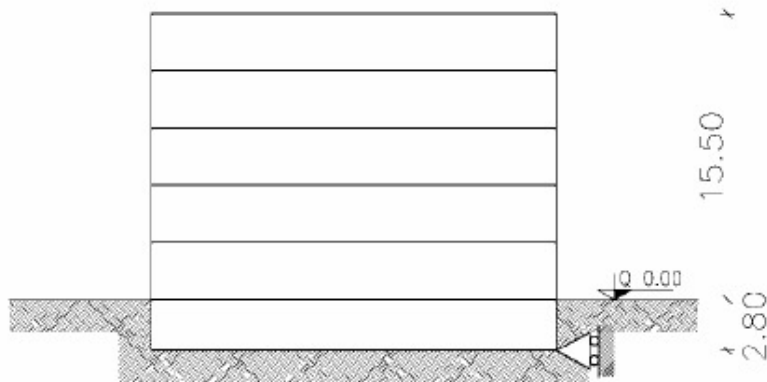
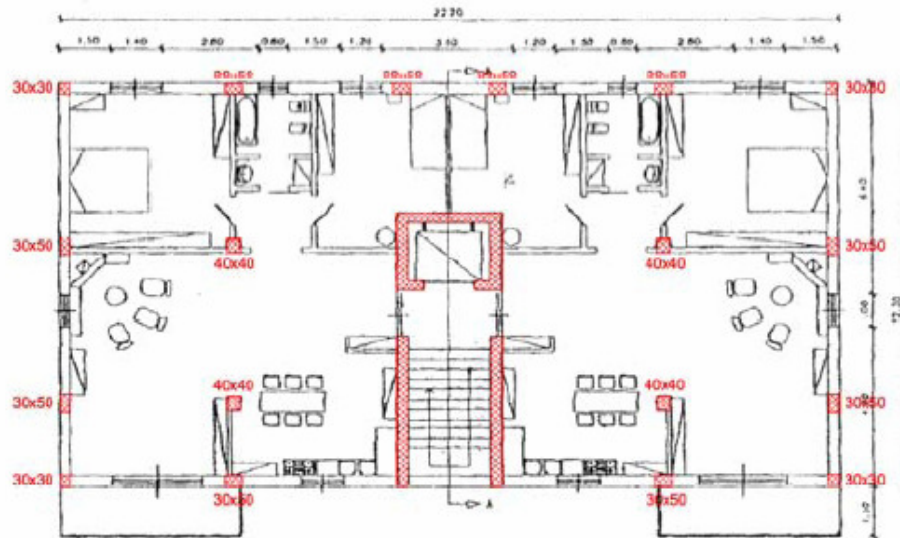
$$K_R = 1,0$$

Edifici non regolari in altezza

$$K_R = 0,8$$

# ESEMPIO DI PROGETTAZIONE SECONDO NTC08

## Carichi sismici di progetto secondo NTC2008



Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti :

$$q_0 = 3.0 \alpha_U / \alpha_1 \text{ e } \alpha_U / \alpha_1 = 1.2$$

$$q_0 = 3.0 \times 1.2 = 3.6$$

Edificio regolare in altezza:  $K_R = 1,0$

Fattore di struttura:  $q = q_0 \times K_R$

$$q = 3.6 \times 1 = 3.6$$

Primo periodo di vibrazione

Si determina con un'analisi modale.

Per l'edificio in esame può essere stimato con la formula seguente:

$$T_1 = c_1 H^{(3/4)} = 0.05 \cdot 15.5^{3/4} = 0.39 \text{ sec.}$$



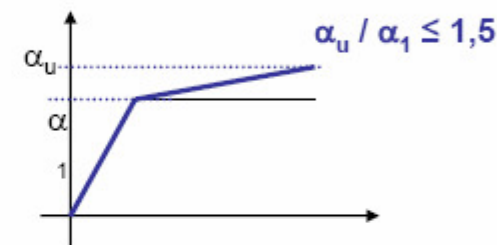
# ESEMPIO DI PROGETTAZIONE SECONDO NTC08

## Classificazione dell'edificio secondo OPCM 3431

**Fattore di struttura:**  $q = q_0 K_D K_R$  (Punto 5.3.2)

- $q_0$  dipende sostanzialmente dalla **tipologia strutturale** e dalla **sovrarresistenza**  $\alpha_u / \alpha_1$

Tipologia	$q_0$
Strutture a telaio	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture miste telaio-pareti	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a nucleo	3,0



edifici a telaio di un piano	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
edifici a telaio a più piani, con una sola campata	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$
edifici a telaio con più piani e più campate	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$
edifici a pareti non accoppiate	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
edifici a pareti accoppiate o miste telaio-pareti	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

- $K_D$  dipende dalla **classe di duttilità**

CD"A"	$K_D = 1,0$
CD"B"	$K_D = 0,7$

- $K_R$  dipende dalla **regolarità**

Edifici regolari in altezza	$K_R = 1,0$
Edifici non regolari in altezza	$K_R = 0,8$



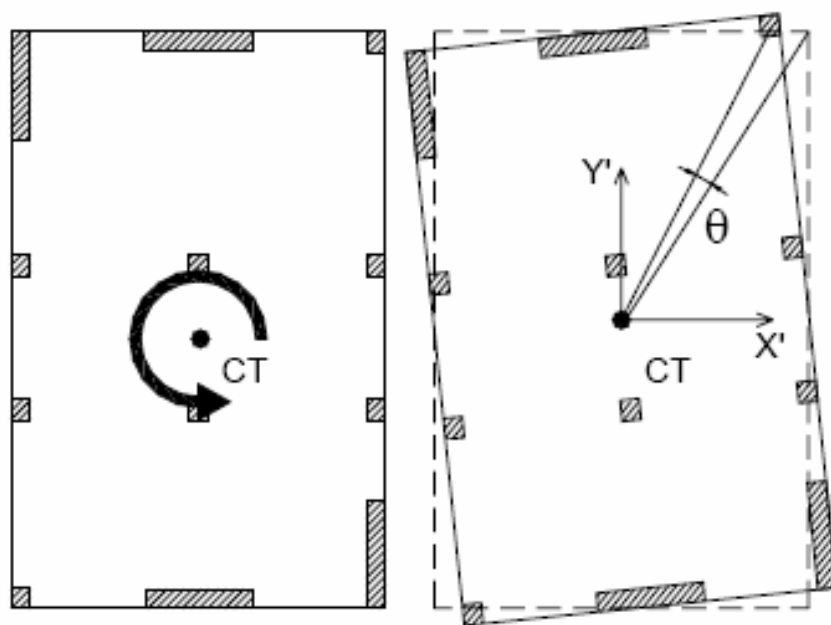


# STRUTTURE A NUCLEO

## STRUTTURE A NUCLEO:

Le strutture a nucleo sono composte in generale da telai e/o pareti la cui rigidezza torsionale non soddisfa la condizione  $r / l_s > 0,8$ , dove:

$r^2$  rapporto tra rigidezza torsionale e laterale (da EC8) di piano.  
Deve essere considerato un rapporto per ogni direzione di analisi  
( $r_x$  in direzione  $y$  e  $r_y$  in direzione  $x$ ).



$$R_{tors} = M / \theta (=1) = G \cdot J_p$$

$$G \cdot J_p = \sum_i \left[ K_{i,flex,x} \cdot y_i^2 + K_{i,flex,y} \cdot x_i^2 \right]$$

$$R_{x,flex} = F / X (=1) = \sum_i K_{i,flex,x}$$

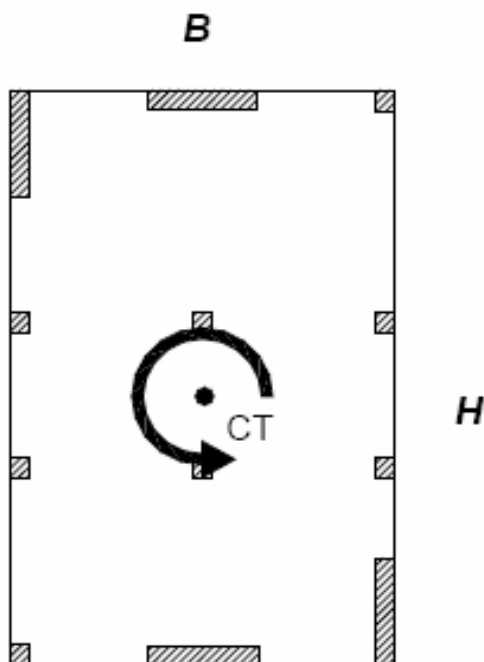
$$r_y = \sqrt{R_{tors} / R_{x,flex}} \quad r_x = \sqrt{R_{tors} / R_{y,flex}}$$

# STRUTTURE A NUCLEO

## STRUTTURE A NUCLEO:

$l_s$  = raggio giratore del piano in pianta dato come radice quadrata del rapporto tra momento polare di inerzia del piano in pianta calcolato rispetto al centro di massa e l'area di piano

$$l_s = \sqrt{J_{p,\text{piano}} / A_{\text{piano}}} = \sqrt{\frac{H^2 + B^2}{12}}$$



*Strutture a nucleo se:*

$$\frac{r_x}{l_s} < 0.8 \quad \frac{r_y}{l_s} < 0.8$$

# STRUTTURE A NUCLEO

Rapporto piano quota 9m – esempio presentato:

M	1000 kNm			
4	8.35E-05	>>>>	Rtors	11982506 kN/rad
Tx	1000 kN			
Dx	0.013 m	>>>>	Rx	76923.08 kN/m
Ty	1000 kN			
Dy	0.0009 m	>>>>	Ry	1111111 kN/m

rx	12.48089 m
ry	3.283939 m

H	12.05 m			
B	21.95 m	>>>>	ls	7.228445 m

**rx/ls**      **1.73**      **ry/ls**      **0.454**

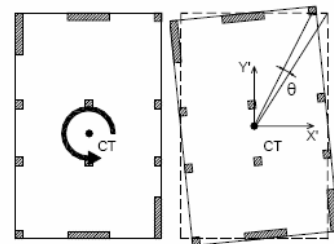
$$R_{tors} = \frac{M}{\theta(=1)} = G \cdot J_p$$

$$G \cdot J_p = \sum_i [K_{i,flex,x} \cdot y_i^2 + K_{i,flex,y} \cdot x_i^2]$$

$$R_{x,flex} = \frac{F}{x(=1)} = \sum_i K_{i,flex,x}$$

$$r_y = \sqrt{R_{tors} / R_{x,flex}} \quad r_x = \sqrt{R_{tors} / R_{y,flex}}$$

$$l_s = \sqrt{J_{p,piano} / A_{piano}} = \sqrt{\frac{A^2 + B^2}{12}}$$



Strutture a nucleo se:

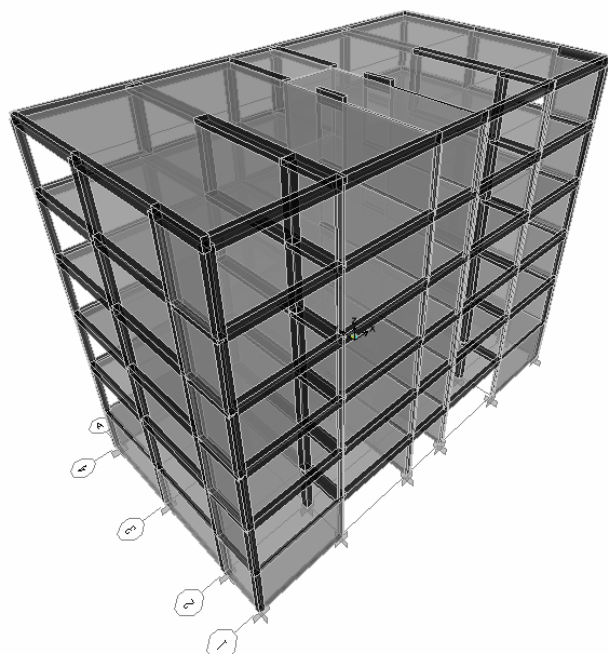
$$\frac{r_x}{l_s} < 0.8 \quad \frac{r_y}{l_s} < 0.8$$

A=22.2 m

B=12.30 m

# STRUTTURE A NUCLEO

## Inserimento di pareti periferiche



### presenza delle parete perimetrali

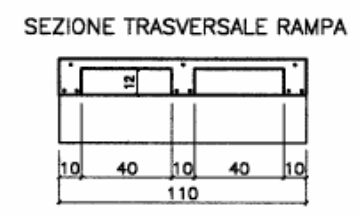
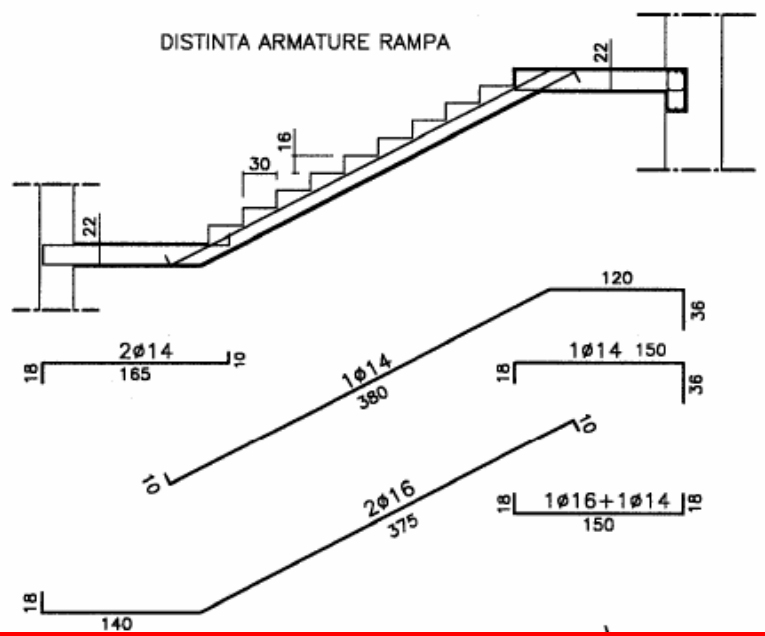
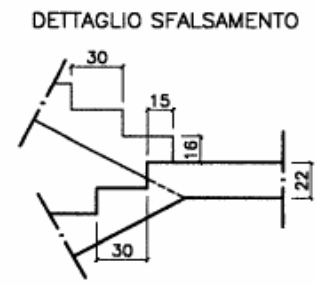
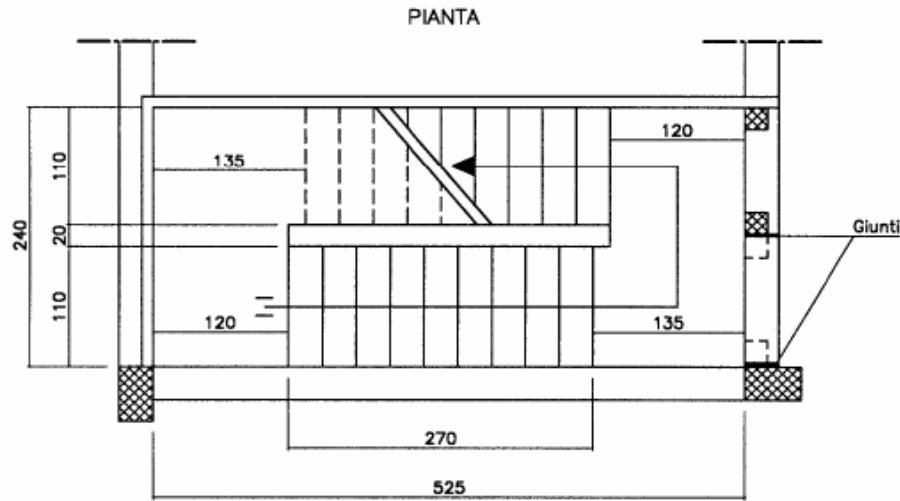
M	1000 kNm		R	12.52 m
dx	0.000067 m	dy	0.0002 m	
$\theta$	1.68E-05	>>>>	Rtors	59357829 kN/rad
Tx	1000 kN			
Dx	0.0021 m	>>>>	Rx	476190.5 kN/m
Ty	1000 kN			
Dy	0.0007 m	>>>>	Ry	1428571 kN/m

rx	11.16474 m
ry	6.445966 m

H	12.05 m			
B	21.95 m	>>>>	ls	7.228445 m

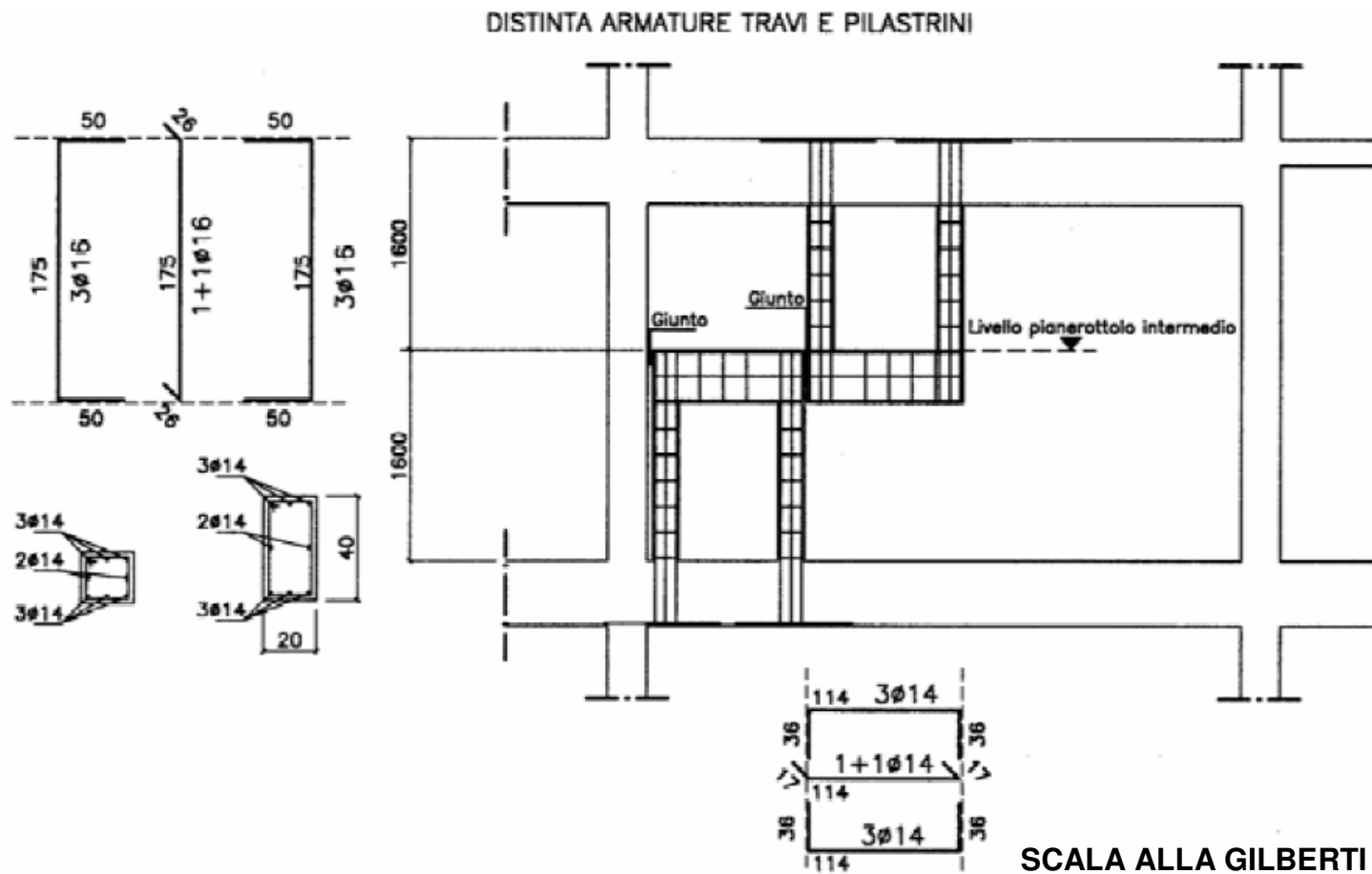
rx/ls	1.54	ry/ls	0.892
-------	------	-------	-------

# ESEMPIO DI SCALA NON SPINGENTE



SCALA ALLA GILBERTI

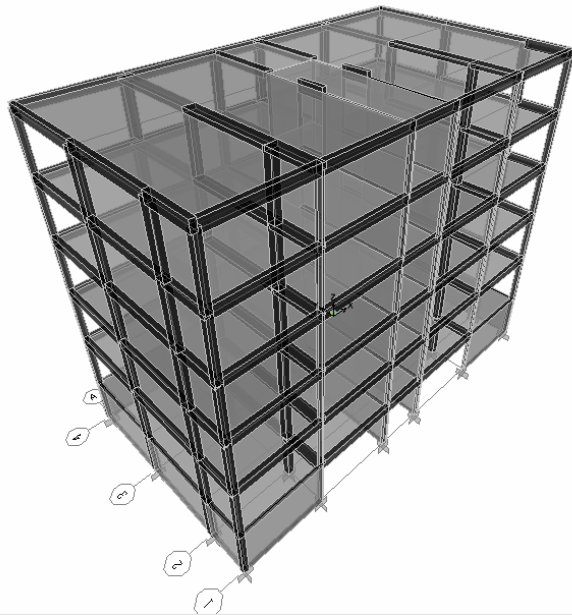
# ESEMPIO DI SCALA NON SPINGENTE



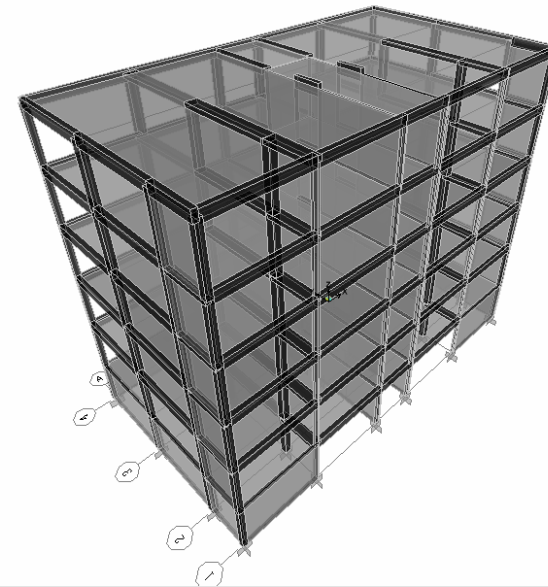


# VERIFICHE ELEMENTI IN C.A.

Edificio a Nucleo



Edificio con Setti Lateral



Fattore di struttura **NTC2008**

$$q = q_0 \times K_R = 2 \times 1 = 2.0$$

Taglio alla base  $T_y = 3905 \text{ kN}$

Taglio alla base  $T_x = 2887 \text{ kN}$

Fattore di struttura **NTC2008**

$$q = q_0 \times K_R = (3.0 \times 1.2) \times 1 = 3.6 \text{ ma si assume } 3.3$$

Taglio alla base  $T_y = 2616 \text{ kN}$

Taglio alla base  $T_x = 2387 \text{ kN}$

**Ipotesi di Calcolo**

*Fondazione su Suolo Rigido e tutti i Piani Infinitamente Rigidi*

# VERIFICHE ELEMENTI IN C.A.

## Combinazioni di carico secondo NTC 2008

Combinazione per le verifiche con Sisma	Combinazione per le verifiche senza Sisma
$E + G_k + \Sigma (\psi_{2i} Q_{ki})$ $E$ az. sismica dovuta a: $G_k + \Sigma (\psi_{2i} Q_{ki})$	$\gamma_{g1} G_1 + \gamma_{g2} G_2 + \gamma_q [Q_{1k} + \Sigma_{i=2,n} (\psi_{0i} Q_{ik})]$
$\psi_{2i} = 0,00$ (Tetti con neve $h < 1000$ m) $\psi_{2i} = 0,30$ (Abitazioni)	$\gamma_g = 1,30$ $\gamma_q = \gamma_{g2} = 1,50$

### Combinazione delle componenti dell'azione sismica

$$E_x + 0,30 E_y \quad \text{e} \quad 0,30 E_x + E_y$$

*Il moto orizzontale è considerato composto da due componenti ortogonali indipendenti, caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.*

# VERIFICA PARETI IN C.A.

Taglio:

Sono previste tre verifiche:

- 1) Verifica a taglio trazione
- 2) Verifica a taglio compressione
- 3) Verifica a scorrimento lungo piani orizzontali

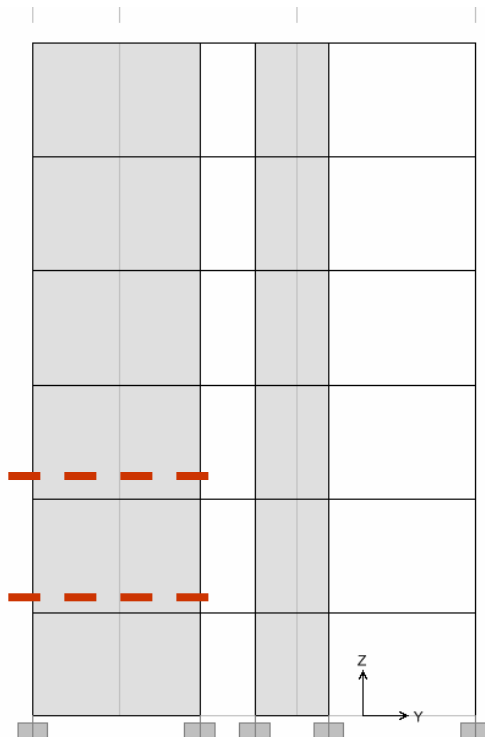


TABLE: Section Cut Forces - Analysis

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
S1Q3	STAT00	Combination		-3.68	-1.10	746.93	-185.53	-5.30	-8.42
S1Q3	SLUSTAT	Combination		-5.06	1.52	1017.65	-246.90	-7.25	-11.61
S1Q3	E1	Combination	Max	72.59	1109.40	1567.52	5726.59	168.28	125.26
S1Q3	E1	Combination	Min	-79.95	-1111.61	-73.65	-6097.65	-178.88	-142.10
S1Q3	E2	Combination	Max	21.52	1369.42	1781.99	9549.67	50.10	36.93
S1Q3	E2	Combination	Min	-28.88	-1371.63	-288.12	-9920.73	-60.70	-53.77
S1Q6	STAT00	Combination		-3.62	3.07	585.12	-124.16	-5.11	-8.25
S1Q6	SLUSTAT	Combination		-5.23	8.78	798.20	-173.31	-7.29	-11.91
S1Q6	E1	Combination	Max	32.85	928.75	1195.53	2812.45	59.43	109.50
S1Q6	E1	Combination	Min	-40.09	-922.62	-25.28	-3060.78	-69.65	-125.99
S1Q6	E2	Combination	Max	9.10	1243.72	1253.90	5697.38	17.01	31.08
S1Q6	E2	Combination	Min	-16.34	-1237.59	-83.65	-5945.71	-27.23	-47.57

# VERIFICA PARETI IN C.A.

## 7.4.4.5 Pareti

### 7.4.4.5.1 Sollecitazioni di calcolo

In mancanza di analisi più accurate, le sollecitazioni di calcolo nelle pareti possono essere determinate mediante la seguente procedura semplificata.

Il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. L'involuppo può essere assunto lineare, se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidità e resistenza lungo l'altezza. La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad  $h_{cr}$  (altezza della zona inelastica di base).

L'altezza  $h_{cr}$  è data dal più grande dei seguenti valori: l'altezza della sezione di base della parete ( $l_w$ ), un sesto dell'altezza della parete ( $h_w$ ); l'altezza critica da assumere non deve essere maggiore dell'altezza del piano terra, nel caso di edifici con numero di piani non superiore a 6, maggiore di due volte l'altezza del piano terra, per edifici con oltre 6 piani, e comunque non maggiore di due volte l'altezza della sezione di base.

Per strutture sia in CD "B" che in CD "A" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete.

Per le strutture in CD "B" questo requisito si ritiene soddisfatto se si incrementa del 50% il taglio derivante dall'analisi. Per pareti estese debolmente armate il taglio ad ogni piano può essere ottenuto amplificando il taglio derivante dall'analisi del fattore  $(q+1)/2$ . Nelle strutture miste, il taglio nelle pareti non debolmente armate deve tener conto delle sollecitazioni dovute ai modi di vibrare superiori. A tal fine, il taglio derivante dall'analisi può essere sostituito dal diagramma d'involuppo riportato in Fig. 7.4.1, nella quale  $h_w$  è l'altezza della parete, A è il taglio alla base incrementato, B non deve essere inferiore a  $0,5A$ .

## VERIFICA PARETI IN C.A.

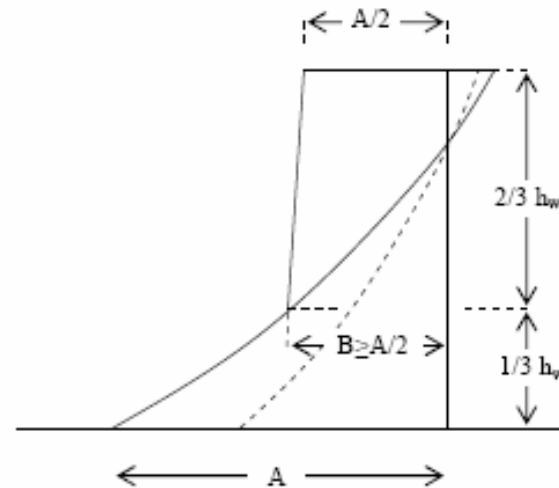


Figura 7.4.2 – Diagramma di involuppo delle forze di taglio nelle pareti di strutture miste.

Per le strutture in CD "A" il taglio deve essere incrementato del fattore

$$1,5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)} \leq q \quad \text{per pareti snelle} \quad (7.4.13)$$

$$\gamma_{rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \quad \text{per pareti tozze} \quad (7.4.14)$$

intendendo per snelle le pareti con un rapporto tra altezza e larghezza superiore a 2, ponendo  $\gamma_{rd}=1,2$  ed indicando con  $M_{Ed}$  ed  $M_{Rd}$  i momenti flettenti rispettivamente di calcolo e resistente alla base della parete, con  $T_1$  periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica, con  $S_e(T)$  l'ordinata dello spettro di risposta elastico.

Se il fattore di struttura  $q$  è superiore a 2, si deve tener conto delle forze assiali dinamiche aggiuntive che si genera nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al  $\pm 50\%$  della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.

# VERIFICA PARETI IN C.A.

## 1) Verifica taglio trazione

$$V_{Ed} \leq V_{Rsd}$$

$$V_{Rsd} = 0.8 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

0.8d al posto di 0.9d valido per la statica

$\operatorname{ctg}\theta = 1$  come richiesto nel punto 7.4.4.5.2.2

2- $\phi 12/10 \Rightarrow 2 \times 113/100 = 2.26 \text{ mmq/mm}$

$V_{Rsd} \cong 2940 \text{ kN} > 1.5 \times V_{sd}$

2- $\phi 10/10 \Rightarrow 2 \times 113/100 = 2.26 \text{ mmq/mm}$

$V_{Rsd} \cong 2040 \text{ kN} \cong 1.5 \times V_{sd}$

# VERIFICA PARETI IN C.A.

## 2) Verifica taglio – compressione

$$1.5 \cdot V_{Ed} \leq V_{Rcd} = (b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot 0.5 f_{cd}) \cdot \frac{\text{ctg}\theta}{1 + \text{ctg}^2\theta}$$

↑  
Incremento forze di taglio per formazione cerniera plastica alla base. In CD "B" si incrementa del 50% il taglio di calcolo

Verifica eseguita con traliccio variabile  $\theta = 45^\circ$ :

$\alpha_c = 1.0 + \sigma_{cp}/f_{cd}$  (per  $0 < \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$ )

$b_w$  = spessore dell'anima della parete

$z$  = braccio delle forze interne, valutabile come  $0.8 \cdot l_w$

$$A = 4.5 \times 0.25 = 1.125 \text{mq}$$

$N_{sd,min} = 75 \text{ kN}$  – trazione

$N_{sd,max} = 1781$  – compressione

$N_{sd,stato0} = 746 \text{ kN}$  – compressione

Si trascura la trazione modesta.

$\sigma_{cp} \sim 0$  si utilizza la minima compressione a favore di sicurezza

$$\alpha_c = 1$$

$$b_w = 250 \text{ mm}$$

$$z = 0.8 \times 4500 = 3600 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.16 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{ctg}\theta = 1 \text{ come richiesto nel punto 7.4.4.5.2.2}$$

nelle zone critiche la  $V_{rd}$  va moltiplicata per un fattore di 0.4

$$V_{rd} = 250 \times 3600 \times 1 \times 0.5 \times 14.16 \times (1/2) \cong 3186 \text{ kN} \text{ – valida per la zona non critica}$$

$$V_{rd} \cong 3186 \times 0.4 \cong 1274 \text{ kN} \text{ – valida per la zona critica}$$

$$V_{sd} = 1.5 \times 1371 = 2056 \text{ kN}$$

Verifica non soddisfatta nella zona critica



# VERIFICA PARETI IN C.A.

## 3) Verifica a scorrimento lungo piani orizzontali

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

effetto ingranamento

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[ \left( \sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right.$$

$\xi \cdot l_w$  = parte compressa della sezione

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

effetto spinotto

contributo delle armature inclinate

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i$$

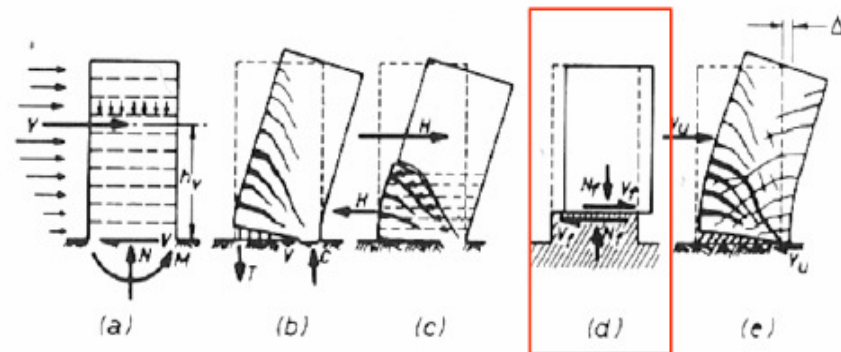


Fig. 5.24 Failure modes in cantilever walls.

# VERIFICA PARETI IN C.A.

Effetto spintotto:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} = 1.3 \cdot 11200 \cdot \sqrt{14.16 \cdot 450} \cong 1162 \text{ kN} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} = 0.25 \cdot 450 \cdot 11200 \cong 1260 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$V_{dd} = 1162 \text{ kN}$$

Vid = 0 armature inclinate

$$\eta = \alpha_j \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.54$$

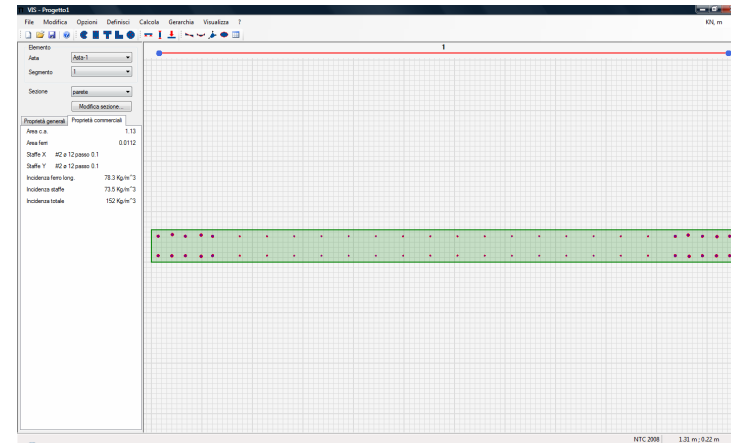
con  $\alpha_j = 0.6$

Contributo resistenza attrito

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[ \left( \sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0.5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_w \end{array} \right. =$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \left[ 11200 \cdot 450 + 600 \text{ kN} \right] \cdot 0.2 + 9900 \text{ kNm} / 3700 \\ 0.5 \cdot 0.54 \cdot 14.16 \cdot 0.2 \cdot 4500 \cdot 250 \end{array} \right\} = \min( 3352 \text{ kN}; 860 \text{ kN} )$$

$$V_{dd} = 1162 + 860 = 2022 \text{ kN} \cong 1.5 \times V_{sd}$$



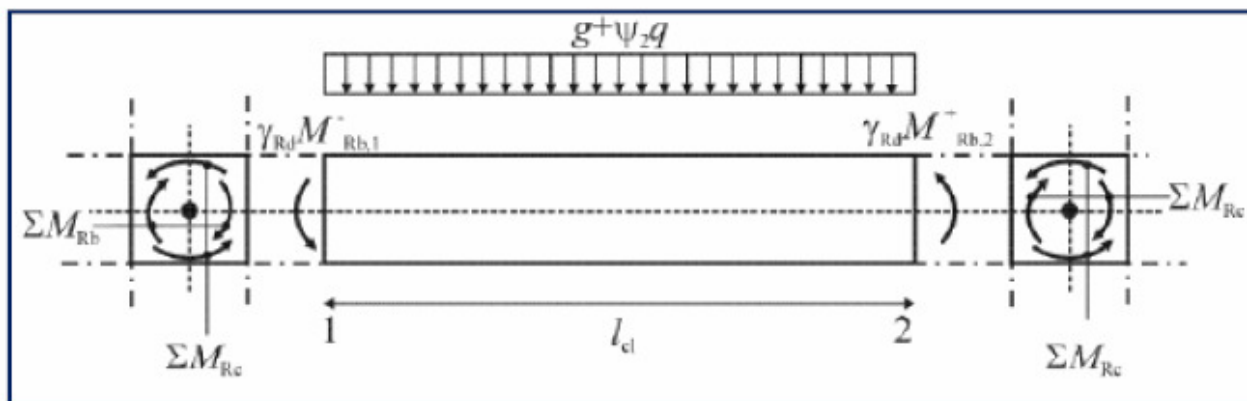
# GERARCHIA DELLE RESISTENZE

## NTC 2008 Gerarchia delle resistenze delle travi a taglio

### 7.4.4.1.1 Sollecitazioni di calcolo

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 3.2.4.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo  $V_{Ed}$  si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti  $M_{b,Rd,1,2}$  delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$  assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD"A", ad 1,00 per strutture in CD"B" (v. Fig. 7.4.1).

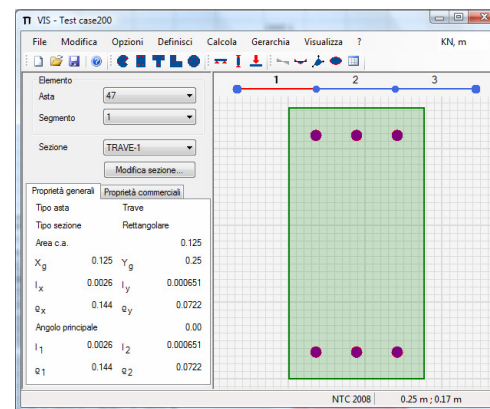


# GERARCHIA DELLE RESISTENZE

TRAVE

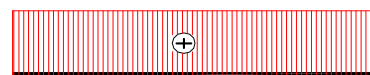
47

Elemento	Sez	Ferri sup	Ferri inf	MR+	MR-
				kNm	kNm
T4	25X50	3d20	3d20	151.8	-151.8



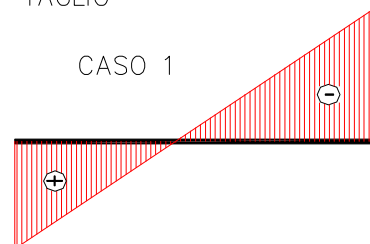
CASO 1

$$V_{RT,y}^+ = \gamma \frac{M_{RTs,x}^+ + M_{RTd,x}^-}{l_c}$$



TAGLIO

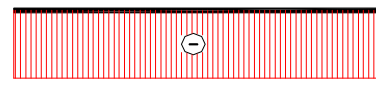
CASO 1



MOMENTO

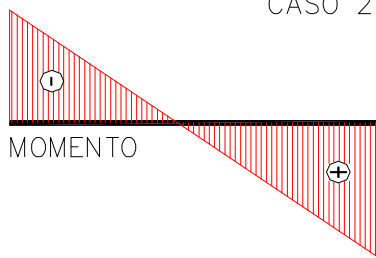
CASO 2

$$V_{RT,y}^- = \gamma \frac{M_{RTs,x}^- + M_{RTd,x}^+}{l_c}$$



TAGLIO

CASO 2



MOMENTO

# GERARCHIA DELLE RESISTENZE

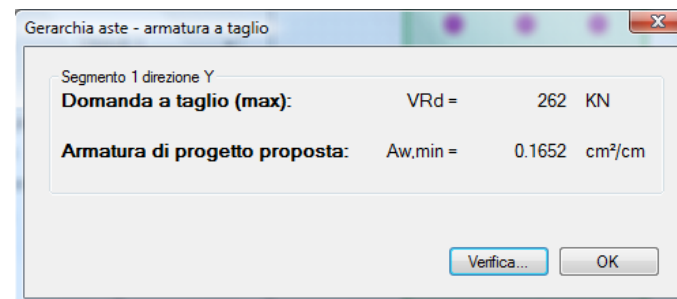
L= 4

Classe A

Taglio resistente da armatura alle estremità

VR+ 91.05 Caso 1

VR- -91.05 Caso 2



Combinazioni non sismiche			Taglio non sismico da analisi (variabile)	Fattore correttivo cerniera (costante)	Taglio non sismico (variab.) trave incernierata	Taglio in gerarchia (costante) da armatura di estremità		Somma dei precedenti: da gravità + da gerachia max(abs1;abs2)		
Stazione		Mx	Vy	Vcorr	Vg	Caso 1	Caso 2	Somma1	Somma2	VRd
0	DCON1	-86.9	-140.4	2.537	<b>-143.0</b>	91.05	-91.05	-51.9	-234.0	234.0
1	DCON1	17.8	-68.9	2.537	<b>-71.5</b>	91.08	-91.08	19.6	-162.6	162.6
2	DCON1	51.0	2.5	2.537	<b>0.0</b>	91.08	-91.08	91.1	-91.1	91.1
3	DCON1	12.7	74.0	2.537	<b>71.5</b>	91.08	-91.08	162.6	-19.6	162.6
4	DCON1	-97.0	145.5	2.537	<b>143.0</b>	91.08	-91.08	234.0	51.9	234.0
										0.0
0	DCON2	-105.1	-169.9	3.075	<b>-173.0</b>	91.08	-91.08	-81.9	-264.0	264.0
1	DCON2	21.5	-83.4	3.075	<b>-86.5</b>	91.08	-91.08	4.6	-177.6	177.6
2	DCON2	61.7	3.1	3.075	<b>0.0</b>	91.08	-91.08	91.1	-91.1	91.1
3	DCON2	15.4	89.6	3.075	<b>86.5</b>	91.08	-91.08	177.6	-4.6	177.6
4	DCON2	-117.4	176.0	3.075	<b>173.0</b>	91.08	-91.08	264.0	81.9	264.0

# GERARCHIA DELLE RESISTENZE

## NTC 2008 Gerarchia delle resistenze momenti travi – pilastri

### 7.4.4.2 Pilastri

#### 7.4.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,30$  per le strutture in CD "A" e  $\gamma_{Rd} = 1,10$  per le strutture in CD "B",

$M_{C,Rd}$  è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$  è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

volta ad evitare la formazione di piani soffici con tutte cerniere sui pilastri

# GERARCHIA DELLE RESISTENZE

## NTC 2008 Gerarchia delle resistenze dei pilastri a taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore  $M_{C,Rd}^s$  ed inferiore  $M_{C,Rd}^i$  secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p} \quad (7.4.5)$$

analoga a quella delle travi ma senza il contributo dei carichi applicati dato che il pilastro non ha carichi applicati lungo l'asse.



# LIMITI DI ARMATURA

## Limitazione diametro barre delle Travi sui Nodi (7.4.2.6)

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a  $1,25 f_{yk}$ , e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere  $\leq \alpha_{bl}$  volte l'altezza della sezione del pilastro, essendo

$$\alpha_{bl} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho_{comp} / \rho} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d) & \text{per nodi esterni} \end{cases} \quad (7.4.26)$$

dove:  $v_d$  è la forza assiale di progetto normalizzata;

$k_D$  vale 1 o 2/3, rispettivamente per CD"A" e per CD"B";

$\gamma_{Rd}$  vale 1,2 o 1, rispettivamente per CD"A" e per CD"B".

Se per nodi esterni non è possibile soddisfare tale limitazione, si può prolungare la trave oltre il pilastro, si possono usare piastre saldate alla fine delle barre, si possono piegare le barre per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura.

# LIMITI DI ARMATURA

Limitazione diametro barre delle travi che attraversano i nodi (NTC2008 7.4.26)  
(EC8 5.50a-b)

$$\alpha_{bL,int} = \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho_{comp} / \rho} \quad \text{nodi interni}$$

$$\alpha_{bL,est} = \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 v_d) \quad \text{nodi esterni}$$

$f_{ck} = 25$  Mpa  
 $k_D = 0.67$  CD "B"  
 $\gamma_{Rd} = 1$  CD "B"  
 $f_{yk} = 450$  MPa  
 $f_{ctm} = 2.56$  Mpa  
 $v_d = N_{Sd} / (A_c f_{cd})$

$d_{bL} \leq \alpha_{bL} h_c$

$v_d$	$\rho_{comp}/\rho_{max} = 0.50$		$h_c = 250$		$h_c = 300$		$h_c = 350$		$h_c = 400$		$h_c = 450$		$h_c = 500$	
	$\alpha_{bL,int}$	$\alpha_{bL,est}$	$d_{BL,int}$	$d_{BL,es}$	$d_{BL,int}$	$d_{BL,es}$	$d_{BL,int}$	$d_{BL,es}$	$d_{BL,int}$	$d_{BL,es}$	$d_{BL,int}$	$d_{BL,es}$	$d_{BL,int}$	$d_{BL,es}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
0.00	0.034	0.043	8.5	10.7	10.3	12.8	12.0	15.0	13.7	17.1	15.4	19.2	17.1	21.4
0.05	0.036	0.044	8.9	11.1	10.7	13.3	12.4	15.6	14.2	17.8	16.0	20.0	17.8	22.2
0.10	0.037	0.046	9.2	11.5	11.1	13.9	12.9	16.2	14.8	18.5	16.6	20.8	18.5	23.1
0.15	0.038	0.048	9.6	12.0	11.5	14.4	13.4	16.8	15.3	19.2	17.2	21.5	19.2	23.9
0.20	0.040	0.050	9.9	12.4	11.9	14.9	13.9	17.4	15.9	19.8	17.9	22.3	19.8	24.8
0.25	0.041	0.051	10.3	12.8	12.3	15.4	14.4	18.0	16.4	20.5	18.5	23.1	20.5	25.6
0.30	0.042	0.053	10.6	13.3	12.7	15.9	14.8	18.6	17.0	21.2	19.1	23.9	21.2	26.5
0.35	0.044	0.055	10.9	13.7	13.1	16.4	15.3	19.2	17.5	21.9	19.7	24.6	21.9	27.4
0.40	0.045	0.056	11.3	14.1	13.5	16.9	15.8	19.8	18.1	22.6	20.3	25.4	22.6	28.2
0.45	0.047	0.058	11.6	14.5	14.0	17.4	16.3	20.3	18.6	23.3	20.9	26.2	23.3	29.1
0.50	0.048	0.060	12.0	15.0	14.4	18.0	16.8	20.9	19.2	23.9	21.5	26.9	23.9	29.9
0.55	0.049	0.062	12.3	15.4	14.8	18.5	17.2	21.5	19.7	24.6	22.2	27.7	24.6	30.8

# LIMITI DI ARMATURA

## Armature trasversali pilastri (7.4.6.2.2)

### Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD"A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases} \quad (7.4.28)$$

in cui  $A_{st}$  è l'area complessiva dei bracci delle staffe,  $b_{st}$  è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed  $s$  è il passo delle staffe.

### Stralcio EC8 - colonne

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \nu_d \times \varepsilon_{sy,d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (5.15)$$

dove:

$\omega_{wd}$  è il rapporto meccanico volumetrico della staffatura di confinamento all'interno della zone critiche:

$$\left[ \omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

# VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

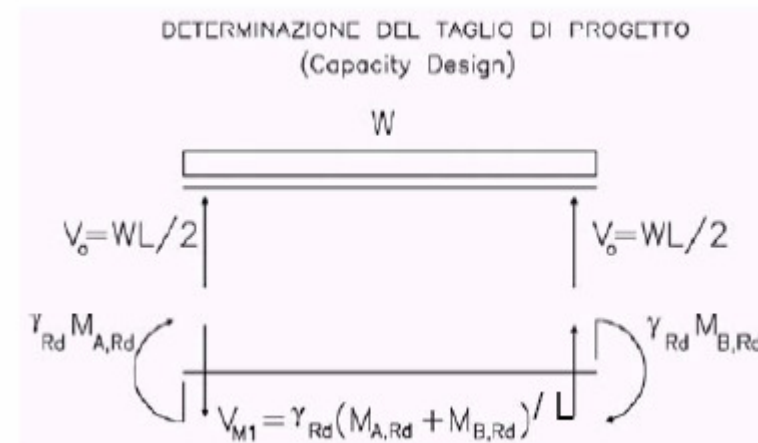
**Travi:** Sollecitazioni di calcolo

I momenti flettenti di calcolo  $M_{Sd}$ , da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura

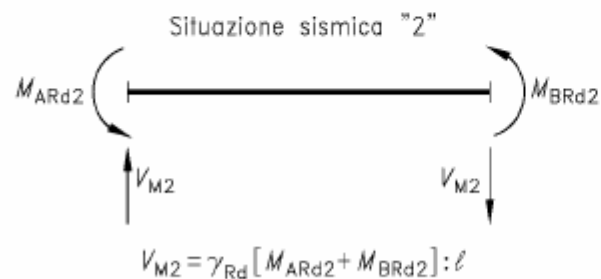
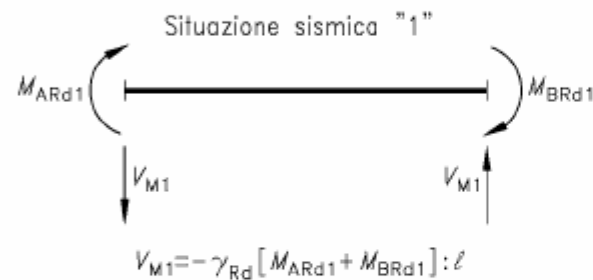
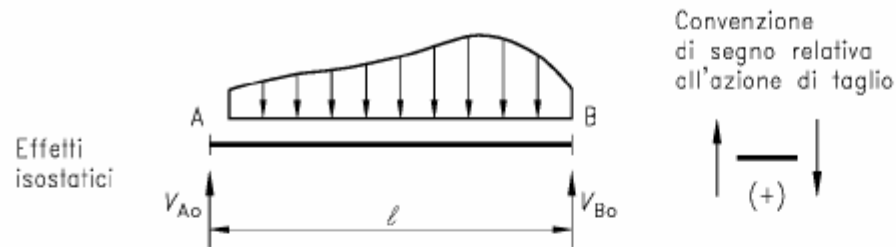
gli sforzi di taglio di calcolo  $V_{Sd}$  si ottengono sommando:

- ✓ il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave **considerata incernierata agli estremi**.
- ✓ lo sforzo di taglio prodotto dai momenti resistenti delle sezioni di estremità, amplificati del fattore:  $\gamma_{Rd} = 1,20$  CDA –  $1,00$  CDB (*fattore di sovraresistenza dei materiali*)

per il calcolo di  $V_{Sd}$  si considereranno due valori dello sforzo di taglio, massimo e minimo  $V_{max}$  e  $V_{min}$ , assumendo rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti di estremità con i due possibili segni, da assumere in ogni caso concordi



# VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI



( $M_{Rd}$  rappresenta il valore di progetto, assunto sempre positivo, dei momenti resistenti)

equilibrio della trave sotto un appropriato carico trasversale e una combinazione sfavorevole dei reali momenti resistenti relativi alle sezioni di estremità

$V_{Ed,max}$   
 $V_{Ed,min}$   
 corrispondenti ai momenti resistenti positivi e negativi relativi alle cerniere plastiche delle zone critiche.

# VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

## Progettazione in Alta Duttilità CD "A"

### Travi: Verifiche di resistenza

#### *Flessione*

In ogni sezione, il momento resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_m$  applicabili per le situazioni non sismiche, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo,

#### *Taglio:*

*traliccio variabile*

✓ il contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio viene considerato nullo:  $\cot\theta = 1$   
ovvero  $V_{cd} = 0$  (*fessure troppo ampie*)

✓ nelle zone critiche

se  $V_{Ed,min}/V_{Ed,max} < -0.5$

$$\text{se } \left( \frac{V_E}{V_{Ed,max}} \right) > V_{R1} = \left( 2 - \left| \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \right| \right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$



La resistenza deve essere affidata per metà alle staffe e per metà a due ordini di armature inclinate a 45°, per le quali deve risultare

$$V_{Ed,max} \leq \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{2}}$$

max valori assoluti di  
 $V_{Ed,max}$  e  $V_{Ed,min}$

$b_w$  larghezza dell'anima della trave,  $d$  altezza utile della sezione  $A_s$  area di ciascuno dei due ordini di armature inclinate.



# VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

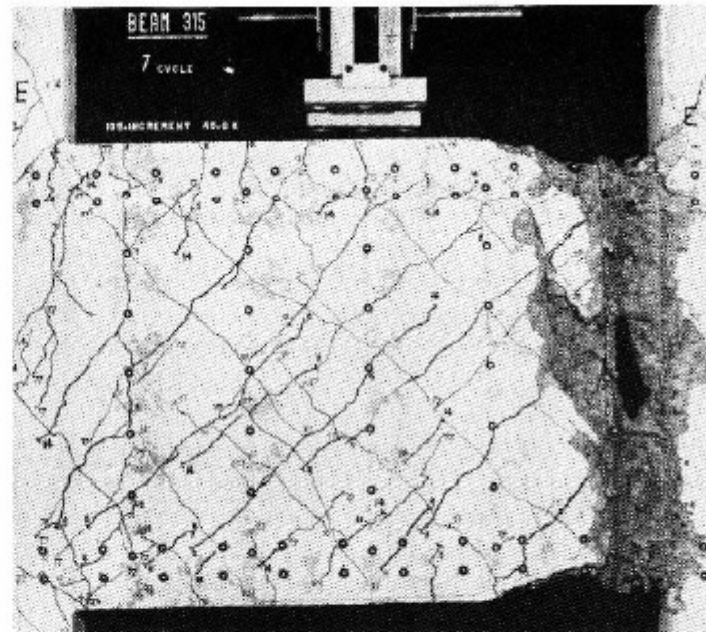
## Progettazione in Alta Duttilità CD "A"

### Travi

✓ nelle zone critiche

se  $V_{Ed,min}/V_{Ed,max} < -0.5$

se  $V_E > V_{R1} = \left( 2 - \frac{|V_{Ed,min}|}{V_{Ed,max}} \right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$



Fessure verticali: cerniera plastica di una trave soggetta a sforzi elevati di taglio

# VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

## Progettazione in Alta Duttilità CD "A"

### Travi

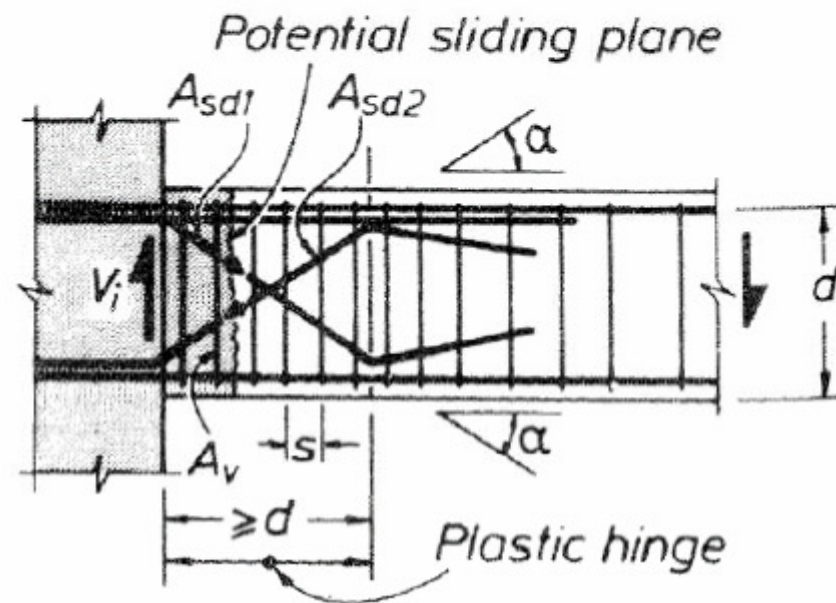
✓ nelle zone critiche

se  $V_{Ed,min}/V_{Ed,max} < -0.5$

se  $V_E > V_{R1} = \left(2 - \left|\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}}\right|\right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$

Armatura diagonale a  $\pm 45^\circ$ :  
deve assorbire metà dello  
sforzo di taglio

$$V_{Ed,max} \leq \frac{A_{sd1} \cdot f_{yd}}{\sqrt{2}}$$





# VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

*Pilastrì:* Sollecitazioni di calcolo - (*protezione dei pilastrì dalla plasticizzazione*)

i momenti flettenti di calcolo nei pilastrì si ottengono moltiplicando i momenti derivanti dall'analisi per un fattore di amplificazione  $\alpha$ :

$$M_{Ed} = \alpha \cdot M_{C,Sd}$$

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{C,Sd}}$$

*equilibrio nodo*

$\sum M_{b,Rd}$  è la somma dei momenti resistenti delle travi convergenti in un nodo

$\sum M_{C,Sd}$  è la somma dei momenti nei pilastrì al di sopra ed al di sotto del medesimo nodo ottenuti dall'analisi

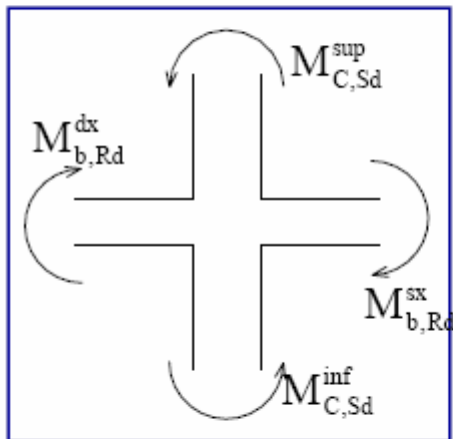
*Nel caso in cui i momenti nei pilastrì siano di verso discorde, il solo valore maggiore va posto al denominatore della formula mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi*

# VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

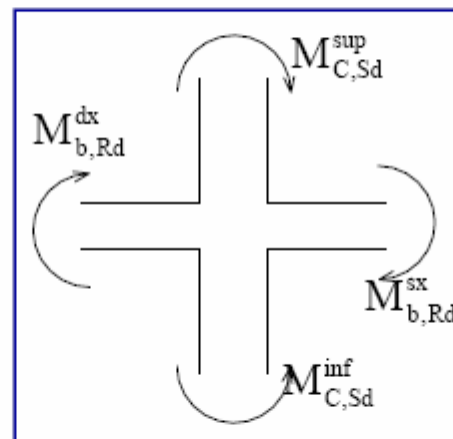
*Pilastri:* Sollecitazioni di calcolo - (*protezione dei pilastri dalla plasticizzazione*)

i momenti flettenti di calcolo nei pilastri si ottengono moltiplicando i momenti derivanti dall'analisi per un fattore di amplificazione  $\alpha$ :

$$M_{Ed} = \alpha \cdot M_{C,Sd}$$



$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd}^{sx} + M_{b,Rd}^{dx}}{M_{C,Sd}^{inf} + M_{C,Sd}^{sup}}$$



$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd}^{sx} + M_{b,Rd}^{dx} + M_{C,Sd}^{max}}{M_{C,Sd}^{min}}$$

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{C,Sd}}$$

*equilibrio nodo*

$$\begin{aligned} \gamma_{Rd} &= 1.30 \text{ CDA} \\ \gamma_{Rd} &= 1.10 \text{ CDB} \end{aligned}$$

# VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

## 7.4.4.2 Pilastri

### 7.4.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,30$  per le strutture in CD "A" e  $\gamma_{Rd} = 1,10$  per le strutture in CD "B",

$M_{C,Rd}$  è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$  è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Nel caso in cui si sia adottato il modello elastico incrudente di fig. 4.1.2 a, i momenti  $M_{C,Rd}$  e  $M_{b,Rd}$  si determinano come specificato nel § 4.1.2.1.2, assumendo la deformazione massima dell'acciaio  $\epsilon_s = 1\%$ .

Nella (7.4.4) si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri che nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra ed al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al denominatore della formula (7.4.4) va posto il solo valore maggiore, il minore va sommato ai momenti di plasticizzazione delle travi.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento  $M_{C,Rd}$  della sezione di sommità del pilastro.

Il suddetto criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore  $M_{C,Rd}^s$  ed inferiore  $M_{C,Rd}^i$  secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p} \quad (7.4.5)$$

# VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

## 7.4.4.3 Nodi trave-pilastro

Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti.

La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti. Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo.

Si distinguono due tipi di nodi:

- *nodi interamente confinati*, così definiti quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- *nodi non interamente confinati*: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.

Il taglio agente in direzione orizzontale in un nodo deve essere calcolato tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. In assenza di più accurate valutazioni, la forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \text{ per nodi interni} \quad (7.4.6)$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \text{ per nodi esterni} \quad (7.4.7)$$

in cui  $\gamma_{Rd} = 1,20$ ,  $A_{s1}$  ed  $A_{s2}$  sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave e  $V_C$  è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

## VERIFICA DEL NODO OBBLIGATORIA SOLO PER CDA

# VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La compressione diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad (7.4.8)$$

in cui

$$\eta = \alpha_j \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ con } f_{ck} \text{ espresso in MPa} \quad (7.4.9)$$

ed  $\alpha_j$  è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni,  $v_d$  è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo,  $h_{jc}$  è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro,  $b_j$  è la larghezza effettiva del nodo. Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la  $f_{ctd}$  deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad (7.4.10)$$

in cui i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato,  $A_{sh}$  è l'area totale della sezione delle staffe e  $h_{jw}$  è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi interni} \quad (7.4.11)$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi esterni} \quad (7.4.12)$$

dove  $A_{s1}$  ed  $A_{s2}$  hanno il significato visto in precedenza,  $\gamma_{Rd}$  vale 1,20,  $v_d$  è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

# STATO LIMITE DI DANNO

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_i < 0,005 h \quad (7.3.16)$$

b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano  $d_{tp}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_i \leq d_{tp} \leq 0,01 h \quad (7.3.17)$$

c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_i < 0,003 h \quad (7.3.18)$$

d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_i < 0,004 h \quad (7.3.19)$$

dove:

$d_i$  è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,

$h$  è l'altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0,005 h (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

*Metodologie avanzate di analisi sismica*  
*Analisi statica e dinamica nonlineare con SAP2000*

*Analisi Pushover e Analisi FNA*

*CSi Italia Srl – Galleria S.Marco, 4 – Pordenone*

*leonardo@csiitaliasrl.it -Tel. 043428465*

*Ing. Leonardo Bandini*

*Ing. Massimo Brunetta*

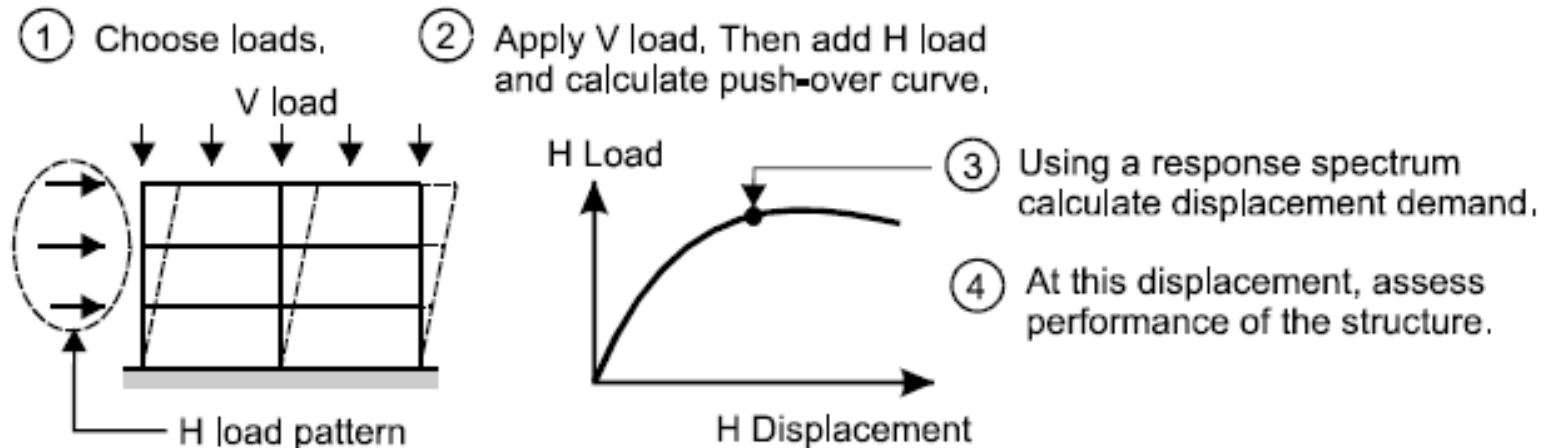
***I LUCIDI SONO DISPONIBILI***

***SUL SITO:***

***[www.csiitaliasrl.it](http://www.csiitaliasrl.it)***



# ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER



## Analisi Pushover

1. Si sceglie una distribuzioni di forze o una forma di deformazione,
2. Si applica il carico verticale e successivamente quello orizzontale scelto come base per l'analisi Pushover, si traccia la curva Forza-Spostamento del sistema MDOF,
3. Si usa lo spettro di riposta elastico per ottenere la domanda di spostamento,
4. Allo spostamento domandato si verifica lo stato di danneggiamento della struttura e lo si confronta con quello di stati limite imposti.

# ANALISI STATICA NON LINEARE

## CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALI

CLASSE DI RESISTENZA
C8/10
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C28/35
C 32/40
C35/45
C40/50
C45/55
C50/60
C55/67
C60/75
C70/85
C80/95
C90/105

### 4.1.2.1.1.1 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione,  $f_{cd}$ , é:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C \quad (4.1.4)$$

dove:

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_C$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

$f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente  $\gamma_C$  è pari ad 1,5.

Il coefficiente  $\alpha_{cc}$  è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a  $0,80f_{cd}$ .

Il coefficiente  $\gamma_C$  può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.8.3.

### 4.1.2.1.1.3 Resistenza di calcolo dell'acciaio

La resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd}$  è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S \quad (4.1.6)$$

dove:

$\gamma_S$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

$f_{yk}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (v. § 11.3.2), per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di prodotto, da  $f_{pyk}$  (barre),  $f_{p(0,1)k}$  (fili),  $f_{p(1)k}$  (trefoli e trecce); si veda in proposito la Tab. 11.3.VII.

Il coefficiente  $\gamma_S$  assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

# ANALISI STATICA NON LINEARE

## 4.1.2.1.2.2 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo

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

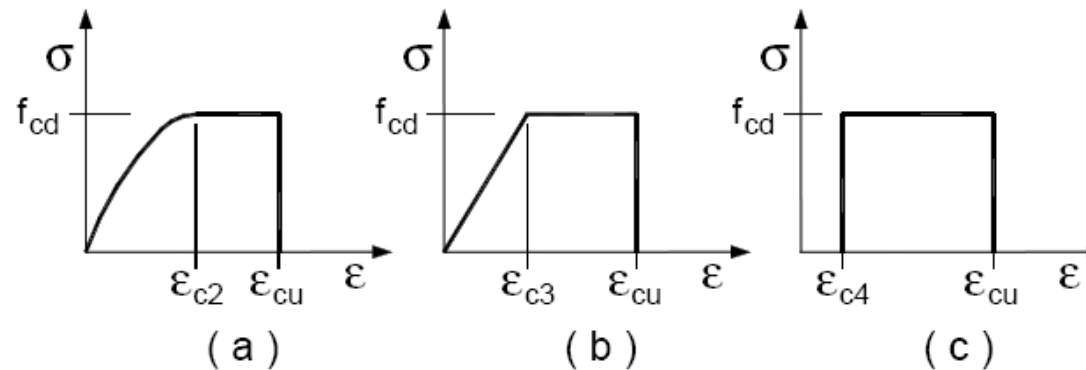


Figura 4.1.1 – Modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo

In Fig. 4.1.1 sono rappresentati i modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block). In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned}\epsilon_{c2} &= 0,20\% & \epsilon_{cu} &= 0,35\% \\ \epsilon_{c3} &= 0,175\% & \epsilon_{c4} &= 0,07\%\end{aligned}$$

Per le classi di resistenza superiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned}\epsilon_{c2} &= 0,20\% + 0,0085\%(f_{ck} - 50)^{0,53} & \epsilon_{cu} &= 0,26\% + 3,5\%[(90 - f_{ck})/100]^4 \\ \epsilon_{c3} &= 0,175\% + 0,055\%[(f_{ck} - 50)/40] & \epsilon_{c4} &= 0,2 \cdot \epsilon_{cu}\end{aligned}$$

purché si adottino opportune limitazioni quando si usa il modello (c).

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima a rottura il valore  $\epsilon_{c2}$  anziché  $\epsilon_{cu}$ .

# ANALISI STATICA NON LINEARE

## 4.1.2.1.2.3 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo  $\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk}$  ( $\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k$ ) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento  $f_{yd}$  ed al rapporto di sovreresistenza  $k = (f_t / f_y)_k$  (Tab. 11.3.Ia-b).

In Fig. 4.1.2 sono rappresentati i modelli  $\sigma - \varepsilon$  per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

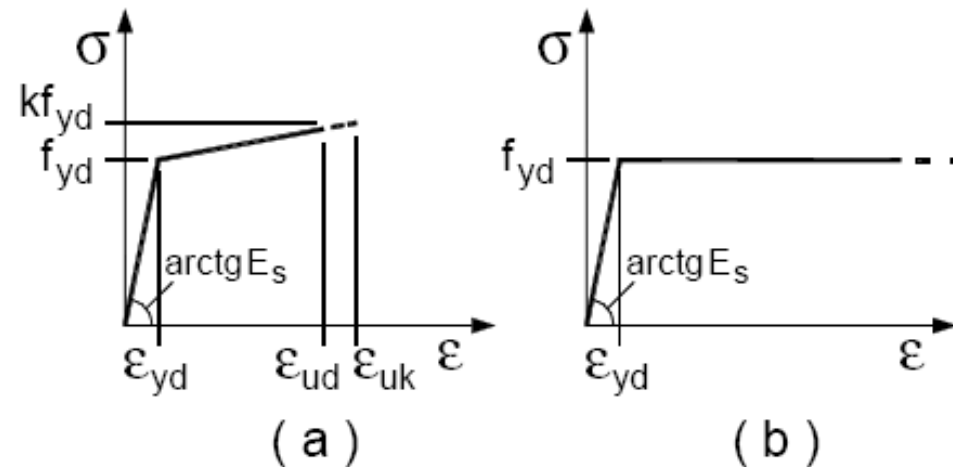


Figura 4.1.2– Modelli  $\sigma - \varepsilon$  per l'acciaio

# ANALISI STATICA NON LINEARE

Dati Proprietà Materiali

Nome Materiale: C30/35\_CONF  
Tipo Materiale: Concrete  
Tipo Simmetria: Isotropico

Modulo di Elasticità  
E: 31450

Peso e Massa  
Peso per Unità di Volume: 2.500E-05  
Massa per Unità di Volume: 2.500E-09  
Unità: N, mm, C

Quoziente di Poisson  
U: 0.2

Altre Proprietà per Materiali in Calcestruzzo  
Resistenza a Compressione Calcestruzzo Specificata, f<sub>c</sub>: 30  
 Cls. Alleggerito  
Fattore Riduzione Resistenza a Taglio:

Coeff. Espansione Termica  
A: 1.170E-05

Modulo a Taglio  
G: 13104.167

Dati Proprietà Materiali Avanzati:  
Dati Materiale Nonlineare | Proprietà Smorzamento Materiale...  
Proprietà Dipendenti dal Tempo... | Proprietà Termiche...

OK Annulla

Nonlinear Material Data

Edit

Material Name: C25/30  
Material Type: Concrete

Hysteresis Type: Takeda  
Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: 0, Dilatational Angle: 0  
Units: N, mm, C

Stress-Strain Curve Definition Options:  
 Parametric  
 User Defined

User Stress-Strain Curve Data  
Number of Points in Stress-Strain Curve: 6

	Strain	Stress	Point ID
1	-3.501E-03	0.	
2	-3.500E-03	-14.16	
3	-1.750E-03	-14.16	
4	0.	0.	A
5	1.000E-03	1.000E-05	
6	4.000E-03	1.000E-05	

Order Rows  
Show Plot...

OK Cancel

# ANALISI STATICA NON LINEARE

**Material Property Data**

Material Name: B450C  
Material Type: Rebar  
Symmetry Type: Isotropic

Modulus of Elasticity: E = 210000  
Poisson's Ratio: U = 0.3  
Coeff of Thermal Expansion: A = 1.170E-05  
Shear Modulus: G = 80769.23

Weight and Mass: Weight per Unit Volume = 7.697E-05, Mass per Unit Volume = 7.849E-09  
Units: N, mm, C

Other Properties for Rebar Materials:  
Minimum Yield Stress, Fy: 450  
Minimum Tensile Stress, Fu: 540  
Expected Yield Stress, Fye: 450  
Expected Tensile Stress, Fue: 540

Advanced Material Property Data:  
Nonlinear Material Data...  
Material Damping Properties...  
Time Dependent Properties...  
Thermal Properties...

OK Cancel

**Nonlinear Material Data**

**Edit**

Material Name: B450C  
Material Type: Rebar

Hysteresis Type: Kinematic  
Drucker-Prager Parameters: Friction Angle, Dilatational Angle  
Units: N, mm, C

Stress-Strain Curve Definition Options:  
 Parametric  
 User Defined  
Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data:  
Number of Points in Stress-Strain Curve: 5

	Strain	Stress	Point ID
1	-0.068	-469.5652	
2	-2.000E-03	-391.3043	A
3	0.	0.	
4	2.000E-03	391.3043	
5	0.068	469.5652	

Show Plot...  
Order Rows

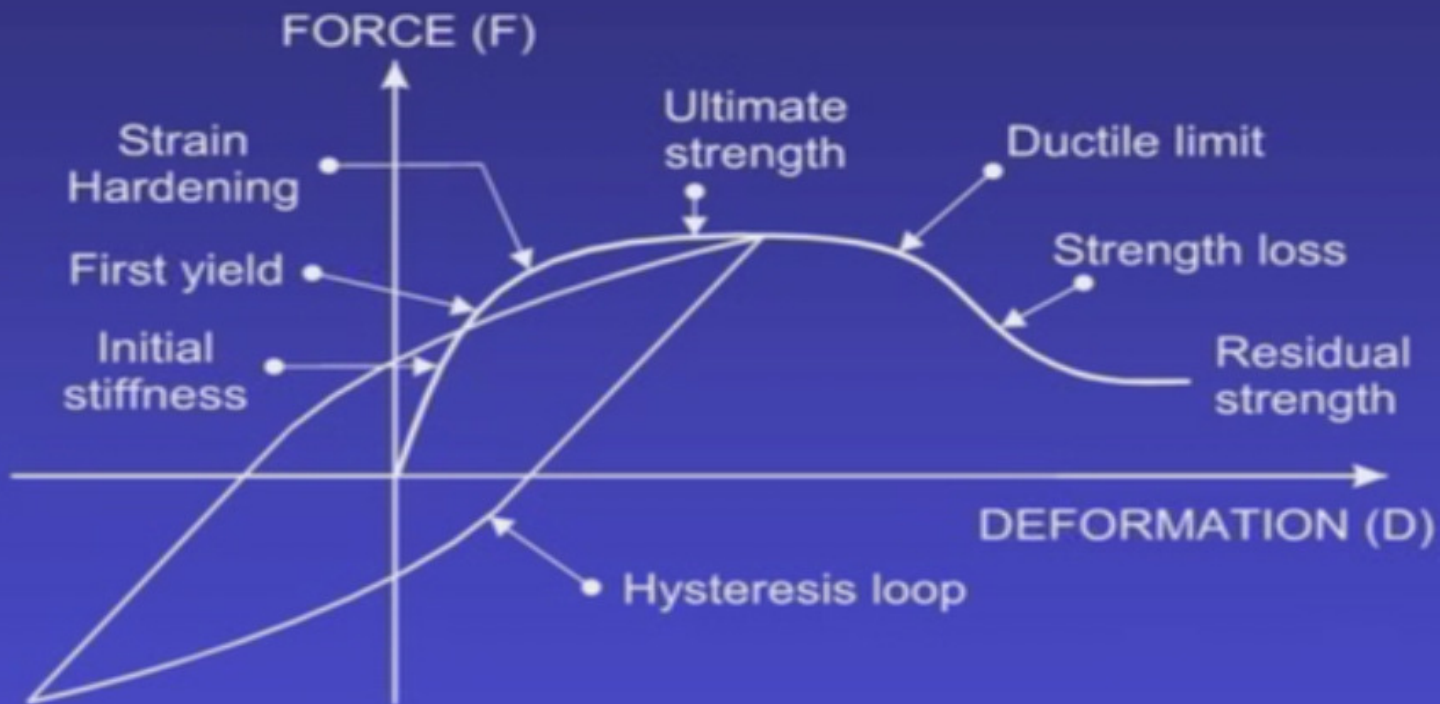
OK Cancel

# ANALISI STATICA NON LINEARE

- L'analisi non lineare rappresenta uno strumento di progettazione:
  - non deve essere pensato per ottenere il comportamento “esatto” della struttura;
  - deve rappresentare un utile strumento di progettazione;
- Ci sono due tipi di non linearità:
  - non linearità geometrica: effetti causati dal cambiamento della forma della struttura per effetto deformativo, effetti P- $\Delta$  ed effetti di grandi spostamenti.
  - non linearità del materiale: snervamento, fessurazione, scorrimento, frattura. Di norma causati da un comportamento inelastico.  
La non linearità del materiale è di norma più complicata da studiare e verrà di seguito approfondita.

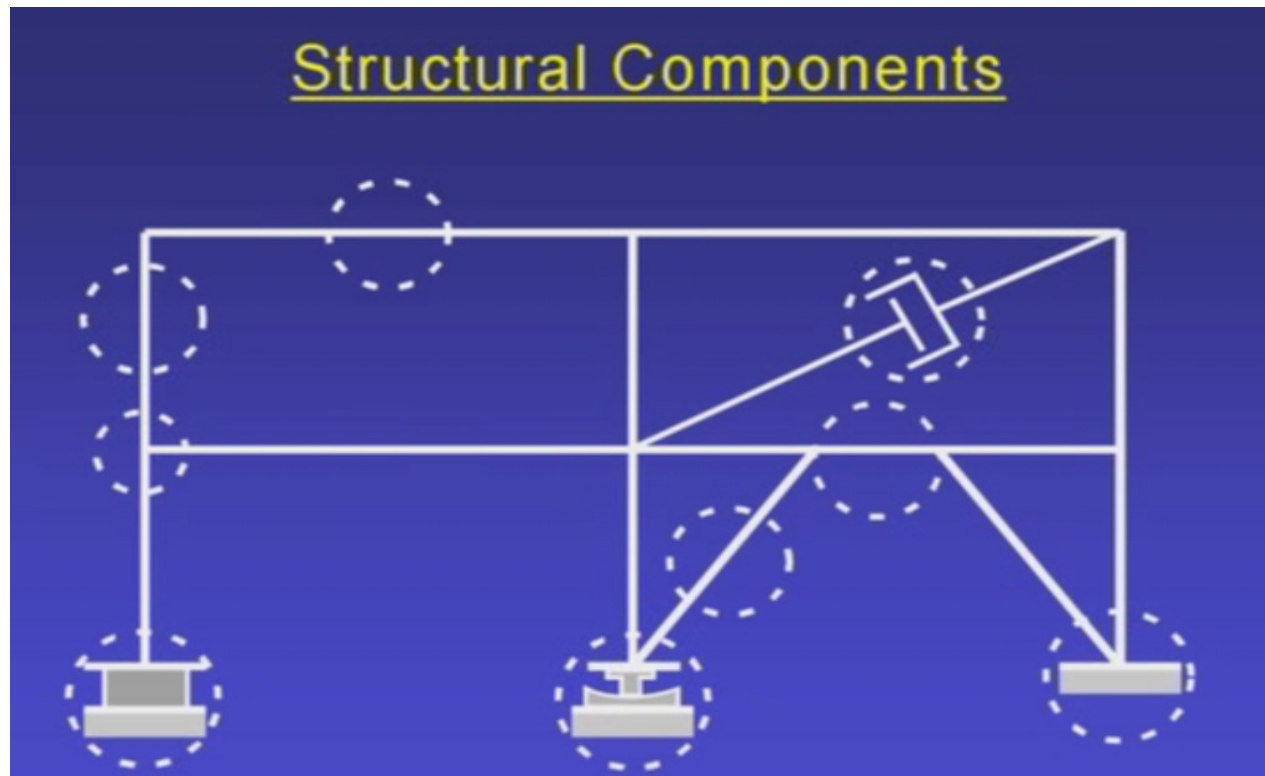
# ANALISI STATICA NON LINEARE

## Main Aspects of F-D Relationship





# ANALISI STATICA NON LINEARE



- La relazione tra forza e spostamento (F-D) deve essere nota per le membrature della struttura sia quelle con comportamento lineare che quelle a comportamento non lineare.
- La relazione tra forza e spostamento (F-D) della struttura è ottenuta dall'analisi.

# ANALISI STATICA NON LINEARE

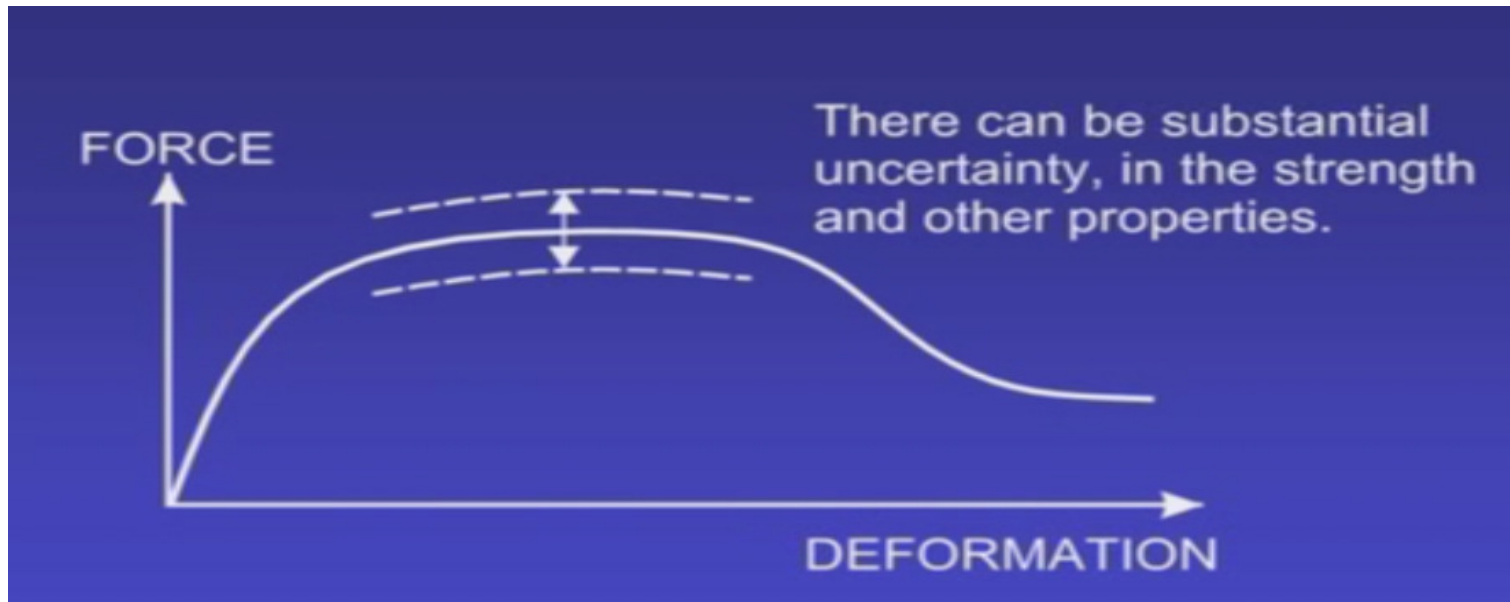
## ALCUNE COMPLICAZIONI: COMPORTAMENTO F-D



- Alcuni elementi strutturali hanno un comportamento difficilmente prevedibile che complica la determinazione della legge F-D.

# ANALISI STATICA NON LINEARE

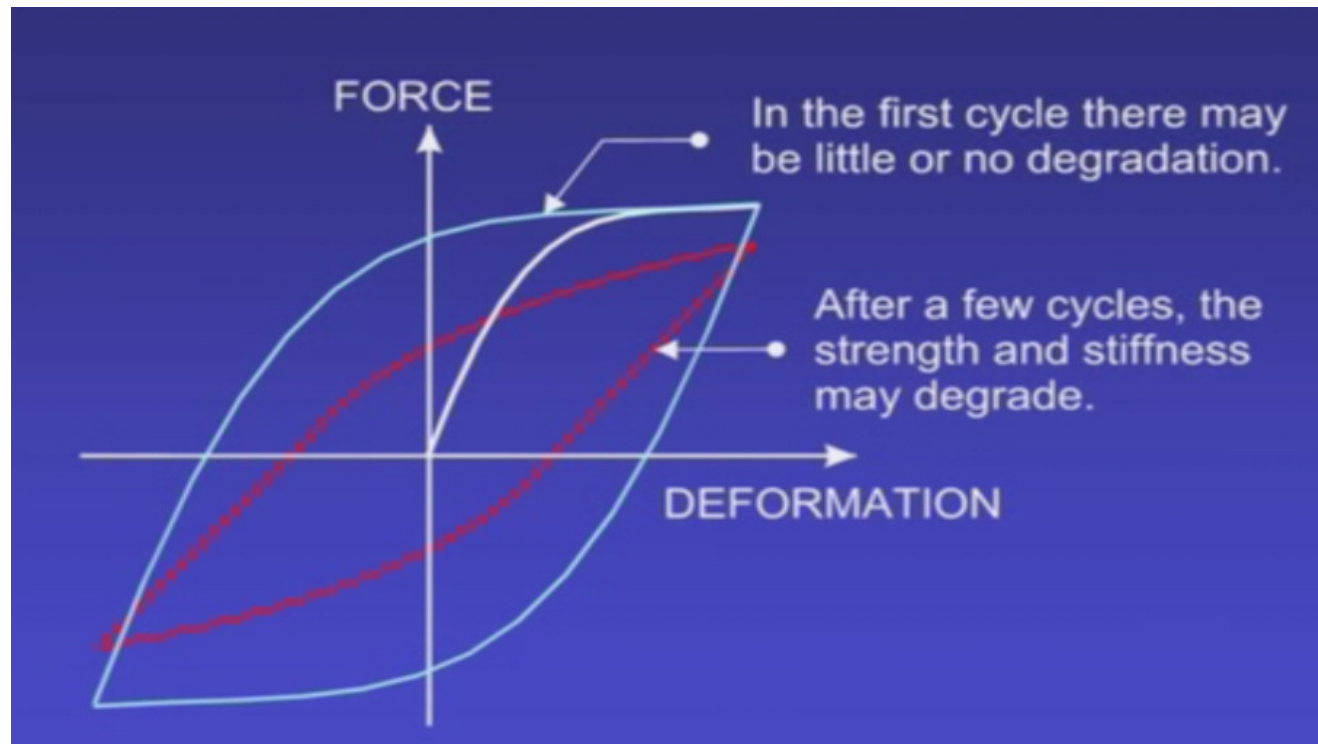
## ALCUNE COMPLICAZIONI: RESISTENZA INCERTA



- La resistenza, ma anche altri fattori come la rigidezza e la duttilità, non sono “esattamente” note: altrimenti perché avremmo la necessità di adottare dei fattori di sicurezza?

# ANALISI STATICA NON LINEARE

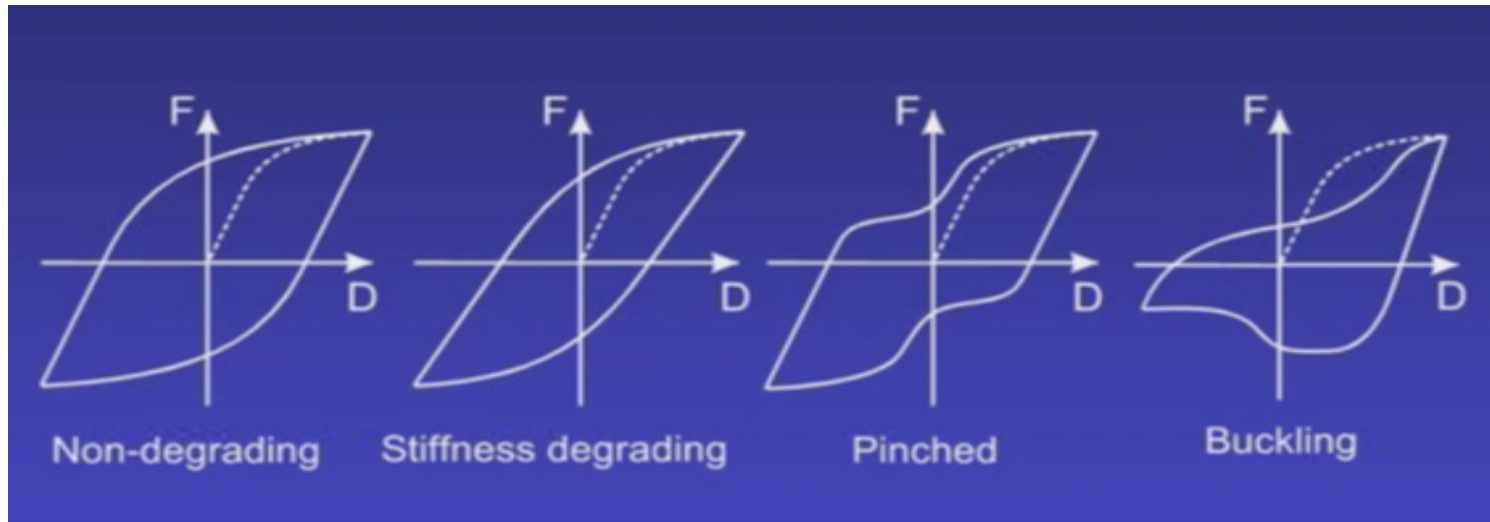
## ALCUNE COMPLICAZIONI: INCERTEZZA SUL DEGRADO CICLICO



- L'alternanza dei cicli di carico e scarico può produrre un degrado ciclico con conseguente diminuzione di rigidezza e di resistenza della sezione.

# ANALISI STATICA NON LINEARE

## ESISTENZA DI DIVERSI CICLI ISTERETICI



- Cicli non degradanti (per esempio quelli di molti dispositivi di protezione sismica), cicli con forte degrado, effetto di pinching (per esempio una nodo di una struttura in c.a. che soggetto a carico e scarico oltre un certo limite, produce l'espulsione di materiale dal nodo o dalla "cerniera"), cicli di elementi soggetti ad instabilità (per esempio aste di un controvento metallico).

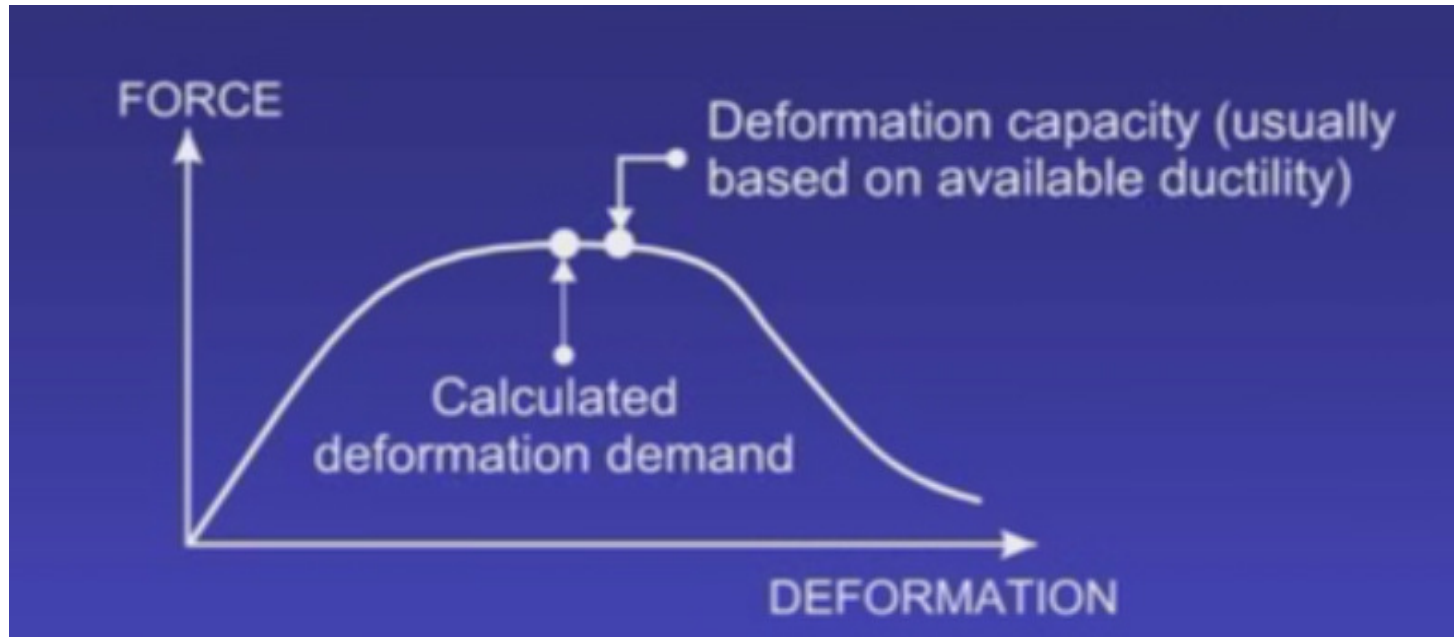
# ANALISI STATICA NON LINEARE

MOLTE COMPLICAZIONI... MA NON DISPERIAMO!

- **NON DISPERIAMO!** perché l'obiettivo non è l'esatta predizione del comportamento della struttura.
- **NON DISPERIAMO!** perché l'obiettivo è ottenere delle informazioni aggiuntive che ci consentano di migliorare la progettazione o studiare sistemi per migliorare il comportamento della struttura.
- **L'ANALISI LINEARE** è lontana da poter essere definita accurata, eppure nessuno di noi direbbe che non ci fornisce delle informazioni utili per la progettazione, quindi perché non applicare lo stesso concetto a l'analisi non lineare?
- L'analisi non lineare è più difficile, ma è anche più razionale!
- L'analisi non lineare è più difficile, ma può darci maggiori e migliori informazioni di una analisi lineare.

# ANALISI STATICA NON LINEARE

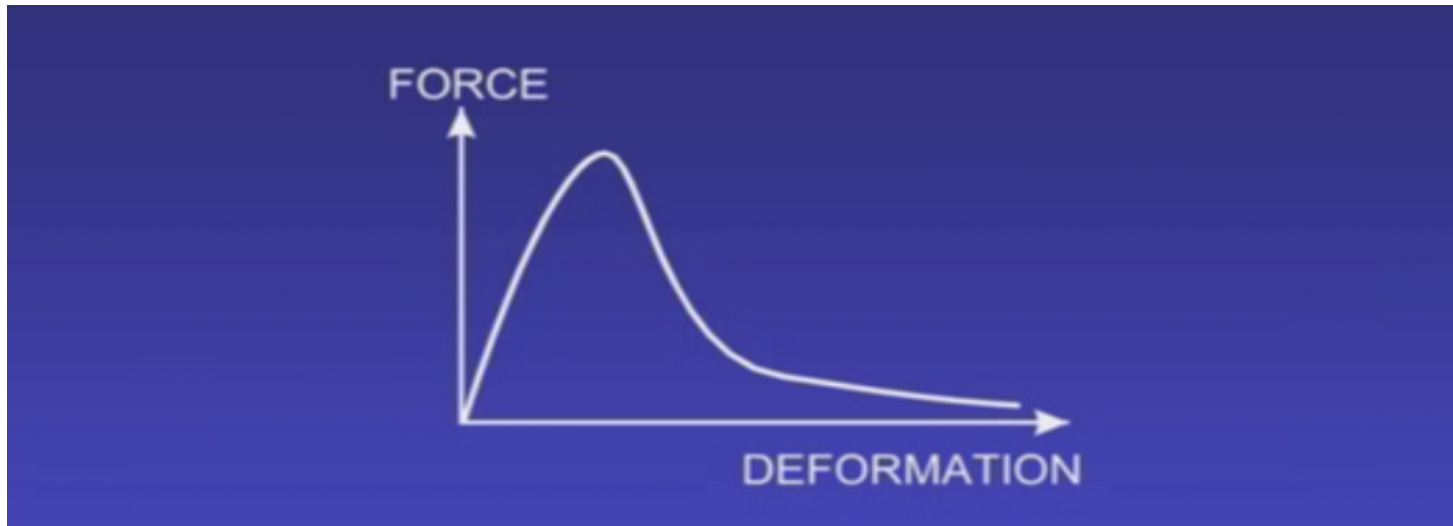
## PROGETTAZIONE SECONDO DEFORMAZIONE



- La verifica viene fatta a livello di componente strutturale o struttura completa confrontando la domanda di deformazione che deve essere minore della capacità di deformazione.
- La domanda di deformazione deve essere calcolata con un'analisi non lineare perché la struttura ha un comportamento non lineare e le sue membrature possono raggiungere e superare lo snervamento.

# ANALISI STATICA NON LINEARE

## COMPONENTI FRAGILI



- Questi elementi sono caratterizzati da una bassa duttilità e una volta raggiunta la loro massima resistenza se la domanda cresce arrivano a rottura.
- Questi elementi dovranno essere progettati confrontando capacità e domanda in termini di resistenza.



# ANALISI STATICA NON LINEARE

## PROCEDURA DI PROGETTAZIONE SECONDO DEFORMAZIONE

- Definizione delle capacità deformative degli elementi duttili.
- Definizione della capacità di resistenza per gli elementi fragili (o di tutti gli elementi che “vogliamo” far rimanere in campo elastico).
- Si usa una analisi non lineare sulla struttura per calcolare la domanda di deformazione e di resistenza.
- Se  $D/C \leq 1$  la verifica è soddisfatta.

ATTENZIONE: come per le verifiche a resistenza non si ha solo un parametro generale di domanda e uno di capacità, ma per ogni membratura o gruppi di esse si otterranno rapporti  $D/C$ .

# ANALISI STATICA NON LINEARE

- Le normative “convenzionali” non stabiliscono esplicitamente i livelli prestazionali.
- L’approccio prestazionale vuole dare ragionevole sicurezza che un progetto soddisferà il raggiungimento di livelli prestazionali, ovvero, che la struttura non supererà, quando soggetta da una certa domanda, uno stato limite prestazionale.
- Comunemente si distingue tre livelli prestazionali:
  - IO - Occupazione immediata: limitato o assente stato di danno;
  - LS - Salvataggio delle vite: presenza di danno, anche severo;
  - CP - Prevenzione di Collasso: danno molto severo ma sicurezza ancora nei confronti del collasso, completo o parziale.



# ANALISI STATICA NON LINEARE

## PROGETTAZIONE SECONDO APPROCCIO PRESTAZIONALE

- Scelta del livello prestazionale e dei carichi di progetto.
- Scelta di parametri di controllo del rapporto D-C: spostamenti di interpiano, rotazioni delle cerniere plastiche, resistenza a taglio...
- Assunzione delle capacità deformative e di resistenza:
  - Deformative: FEMA 356, OPCM 3274...
  - Resistenza: DM96, EC2, OPCM3274, NTC2008...
- Calcolo della domanda di forza e deformazione usando un codice FEM.
- Se uno o più rapporti  $D/C > 1$ :
  - si modifica la struttura;
  - si fa “la punta alla matita” nella determinazione della Capacità
  - si fa “la punta alla matita” nella determinazione della Domanda

# ANALISI STATICA NON LINEARE

## CAPACITY DESIGN NOTO COME “GERARCHIA DELLE RESISTENZE”

- Alcuni elementi di una struttura possono entrare in campo plastico mantenendo una certa sicurezza, altri no e devono quindi essere dimensionati per rimanere in campo elastico.
- Si decide in anticipo quale elemento e in quale punto della struttura può plasticizzarsi.
- Noi possiamo dotare gli elementi che si possono snervare di sufficiente duttilità e gli elementi elastici di sufficiente resistenza.
- Sarebbe buona cosa creare più modelli non lineari o analizzare gli stessi con diverse distribuzioni di forza. Inoltre dobbiamo fissare più punti di controllo in cui verificare i rapporti D/C.

# ANALISI STATICA NON LINEARE

## STRUTTURE A TELAIO

- Si specificano le membrature che possono snervare, si verificano utilizzando fattori D/C di deformazione:
  - Travi in flessione
  - Colonne alla base e in copertura
- Le restanti membrature devono rimanere elastiche, si verificano utilizzando fattori D/C di resistenza:
  - Colonne eccetto alla base e in copertura
  - Conessioni
  - Travi e colonne a taglio
  - fondazioni

# ANALISI STATICA NON LINEARE

## STRUTTURE A PARETI ACCOPPIATE E NON

- Si specificano le membrature che possono snervare, si verificano utilizzando fattori D/C di deformazione:
  - Cerniere plastiche alla base dei setti
  - Taglio nelle travi di accoppiamento
- Le restanti membrature devono rimanere elastiche, si verificano utilizzando fattori D/C di resistenza:
  - Flessione in tutti gli altri livelli dei setti
  - Taglio sui setti
  - fondazioni

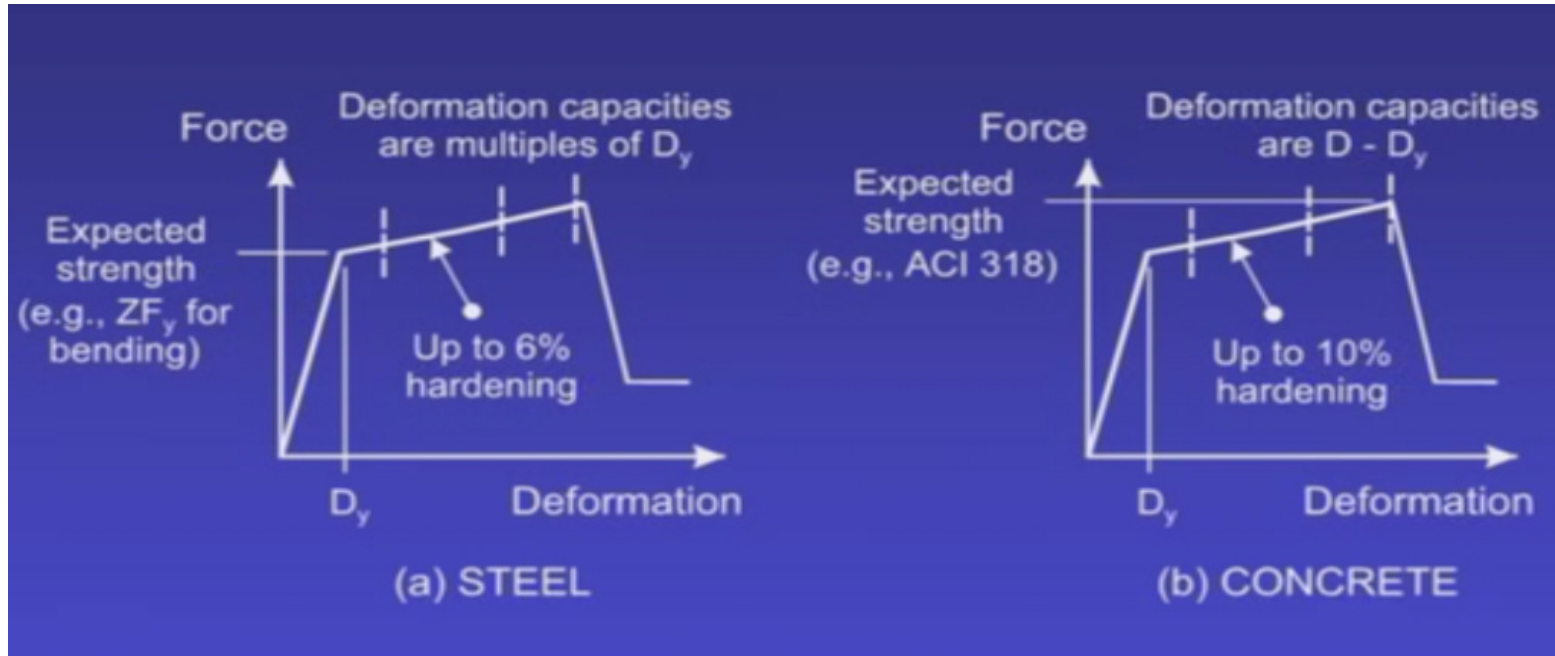
# ANALISI STATICA NON LINEARE

## ASPETTI IMPORTANTI

- Si devono stabilire formalmente quali rapporti D/C considerare e quali parametri alla base della determinazione della domanda assumere (forma spettrale, tempo di ritorno, stato limite, ecc) e basare le scelte di miglioramento prestazionale su questi rapporti.
- Tutti i risultati dell'analisi sono importanti, non si deve trascurare niente, questo è il concetto di “**consistenza dei risultati**”.
- Si possono fare degli aggiustamenti soggettivi sia alla domanda che alla capacità degli elementi. Il procedimento deve essere però oggettivo.
- Il procedimento non è perfetto (e allo stato attuale sembra impossibile che lo possa diventare).

# ANALISI STATICA NON LINEARE

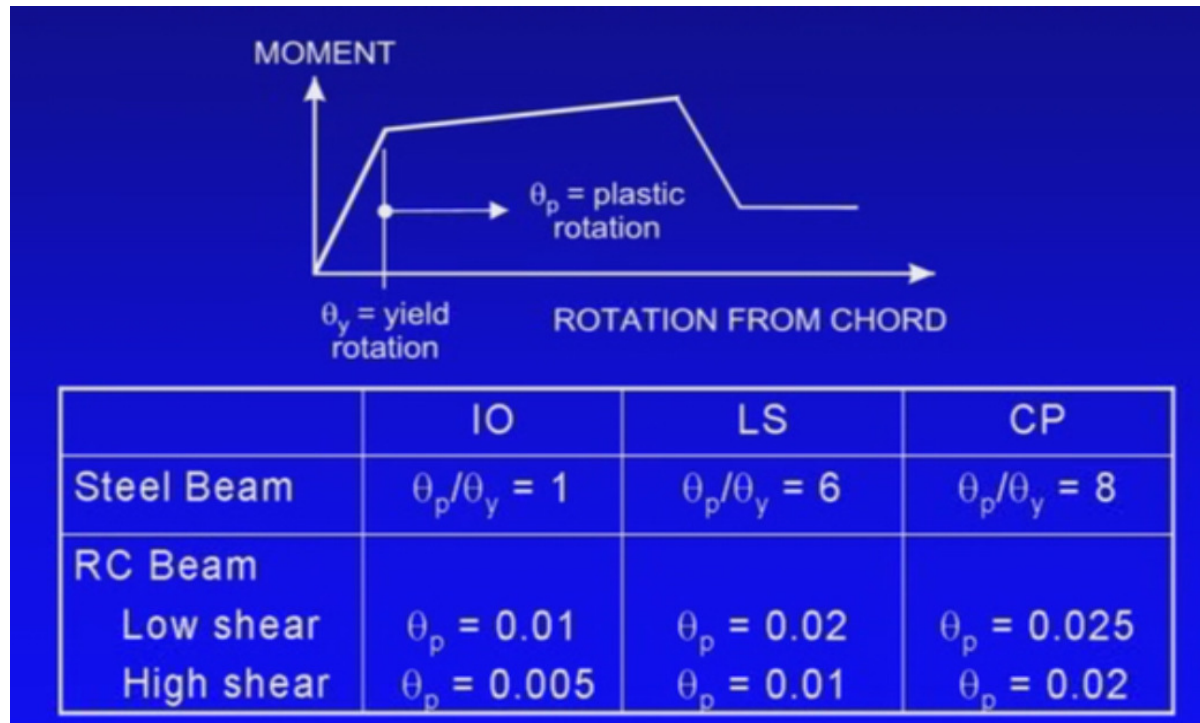
## ACCIAIO vs CEMENTO ARMATO



- Nelle sezioni in acciaio la parte plastica inizia dopo il raggiungimento, in termini di forza del comune valore di resistenza. Nelle sezioni in cemento armato, per arrivare ai valori di resistenza, noti come stati limite di rottura, si ha già l'interessamento del tratto a comportamento plastico.



# ANALISI STATICA NON LINEARE



# ANALISI STATICA NON LINEARE

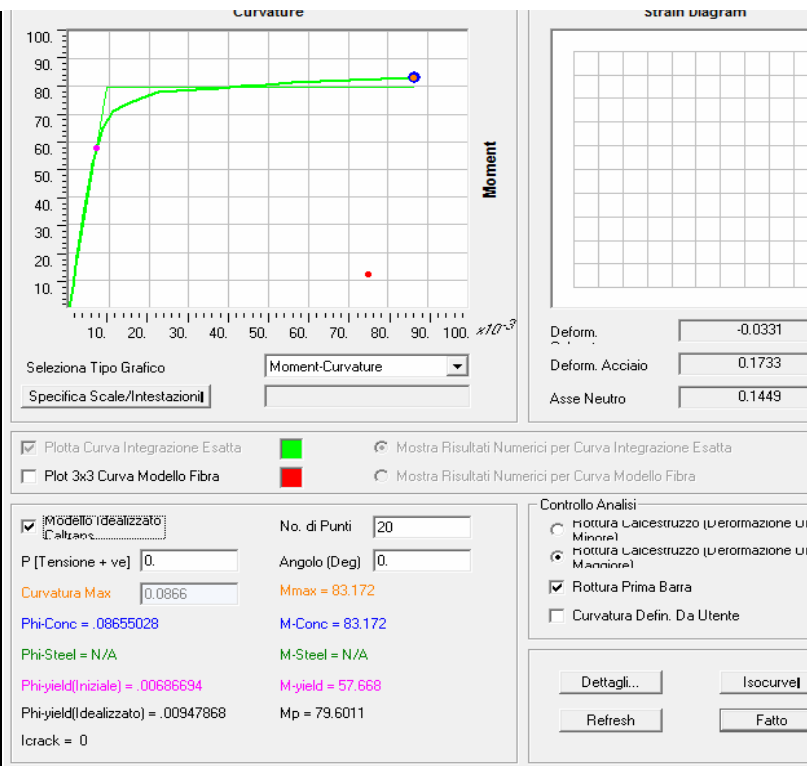
## VALUTAZIONI DELLE ROTAZIONI ULTIME ELEMENTI C.A.

$$\vartheta_Y = \phi_Y \frac{L_V}{3} + 0.0013 \left( 1 + 1.5 \frac{H}{L_V} \right) + 0.13 \phi_Y \frac{d_b \cdot f_Y}{\sqrt{f_c}}$$

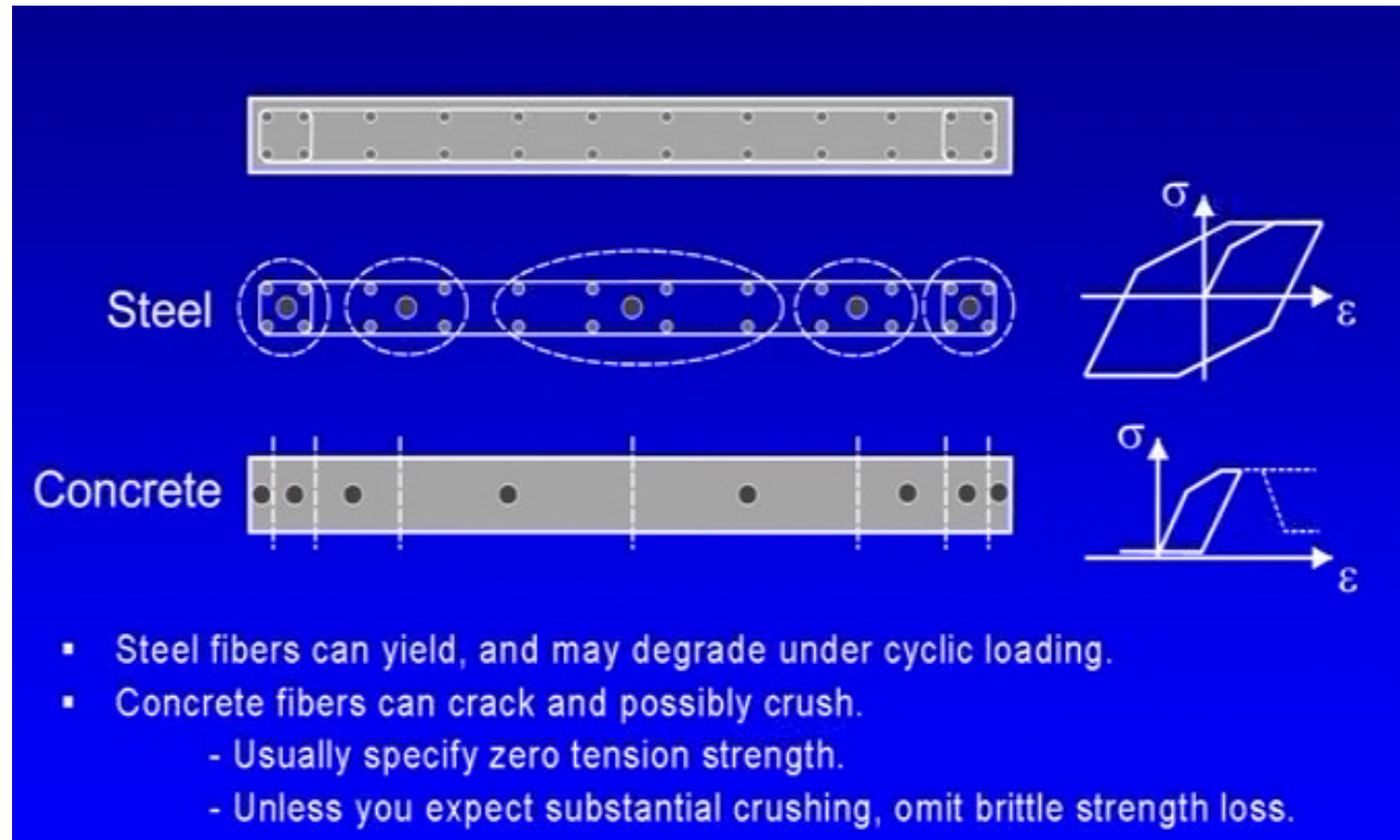
$$\vartheta_U = \frac{I}{\gamma_{el}} \left( \vartheta_Y + (\phi_U - \phi_Y) \cdot L_{PL} \cdot \left( 1 - \frac{0.5 \cdot L_{PL}}{L_V} \right) \right)$$

$$L_{PL} = 0.1 \cdot L_V + 0.17 \cdot H + 0.24 \frac{d_b \cdot f_Y}{\sqrt{f_c}}$$

FC	1.2	(1.35-1.20-1.00)
fc,m	25 MPa	
fy,m	400 MPa	
fc,m	20.8 MPa	
fy,m	333.3 MPa	
h	0.4 m	
M	80 kNm	
V	60 kN	
Lv	1.33 m	M/V
dbl	0.012 m	
Lpl	0.4 m	
ael	1.5	1.5 elementi principali - 1 altrimenti
$\pi_u$	0.0866 rad/m	
$\pi_y$	0.00686 rad/m	
$\pi_x$	0.004 rad	
$\pi_u$	0.022 rad	



# ANALISI STATICA NON LINEARE



# ANALISI STATICA NON LINEARE

**Nonlinear Material Data**  
Edit

Material Name: AllSteelReinforcement    Material Type: Rebar

Hysteresis Type: Kinematic    Drucker-Prager Parameters: Friction Angle:    Dilatational Angle:    Units: Kip, in, F

Stress-Strain Curve Definition Options:  
 Parametric     User Defined    Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data  
Number of Points in Stress-Strain Curve: 7

	Strain	Stress	Point ID
1	-0.2	-100.	
2	-0.1	-100.	
3	-2.414E-03	-70.	
4	0.	0.	A
5	2.414E-03	70.	
6	0.1	100.	
7	0.2	100.	

Order Rows    Show Plot...

OK    Cancel

- Reinforcing steel

**Nonlinear Material Data**  
Edit

Material Name: ConfinedConcrete    Material Type: Concrete

Hysteresis Type: Takeda    Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: 0.    Dilatational Angle: 0.    Units: Kip, in, F

Stress-Strain Curve Definition Options:  
 Parametric     User Defined    Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data  
Number of Points in Stress-Strain Curve: 8

	Strain	Stress	Point ID
1	-0.02	-9.15	
2	-0.015	-9.15	
3	-6.500E-03	-12.2	
4	-4.000E-03	-12.2	
5	-1.296E-03	-7.	
6	0.	0.	A
7	1.296E-03	7.000E-06	
8	0.01	7.000E-06	

Order Rows    Show Plot...

OK    Cancel

- Confined concrete

**Nonlinear Material Data**  
Edit

Material Name: UnconfinedConcrete    Material Type: Concrete

Hysteresis Type: Takeda    Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: 0.    Dilatational Angle: 0.    Units: Kip, in, F

Stress-Strain Curve Definition Options:  
 Parametric     User Defined    Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data  
Number of Points in Stress-Strain Curve: 8

	Strain	Stress	Point ID
1	-0.02	-0.09	
2	-4.000E-03	-0.09	
3	-2.100E-03	-9.	
4	-1.900E-03	-9.	
5	-1.111E-03	-6.	
6	0.	0.	A
7	1.111E-03	6.000E-06	
8	0.01	6.000E-06	

Order Rows    Show Plot...

OK    Cancel

- Unconfined concrete

# ANALISI STATICA NON LINEARE

**Concrete Shell Section Quick Start Parameters**

Section Name:  Rebar Layers:  One Layer  Two Layers Units:

Material Data And Concrete Thickness

Concrete Material:  ConfinedConcrete  
Rebar Material:  AllSteelReinforcement  
Concrete Thickness:

In-Plane Element Component Behavior

S11 Nonlinear  
 S22 Nonlinear  
 S12 Nonlinear

Out-of-Plane Element Component Behavior

Same as In-Plane  
 Linear

Rebar Size, Spacing and Clear Cover

Size and Spacing Is the Same For All Rebar

Top Bars - Direction 1	<input type="button" value="+"/> #5	@	<input type="text" value="12"/>	Cover	<input type="text" value="1.2"/>
Top Bars - Direction 2	#8	@	<input type="text" value="12"/>	Cover	<input type="text" value="1.2"/>
Bottom Bars - Direction 1	#5	@	<input type="text" value="12"/>	Cover	<input type="text" value="1.2"/>
Bottom Bars - Direction 2	#8	@	<input type="text" value="12"/>	Cover	<input type="text" value="1.2"/>

Shell Section Elevation View

Top

Bottom

Show Elevation 1-3  Show Elevation 2-3

Shell Section Plan View

Top  
 Bot

OK Cancel

## Example: Nonlinear Shear-Wall, “Practical” Modeling

The five-layer model above seems realistic, but presents many failure mechanisms that may cloud the engineering information required for performance-based design. Whenever possible, the simplest model should be used to meet the engineering goals. Doing this will make the analysis run faster and make the interpretation of results easier.

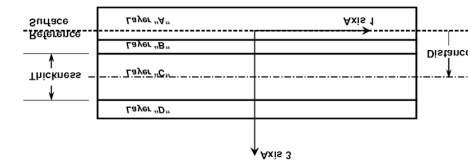
With this in mind, a more practical model is presented below, with only the vertical membrane stresses taken to be nonlinear. Such a model may be suitable for taller shear walls where column-like behavior governs:

### “Practical” Shear-Wall Model

Layer	Type	Material	th	d	ang	n	$\sigma_{11}$	$\sigma_{22}$	$\sigma_{12}$
1	Membr	Conc	18.00	0.	0°	1	L	N	L
2	Membr	Rebar	0.18	+6.	90°	1	N	–	–
3	Membr	Rebar	0.18	–6.	90°	1	N	–	–
4	Plate	Conc	16.00	0.	0°	2	L	L	L

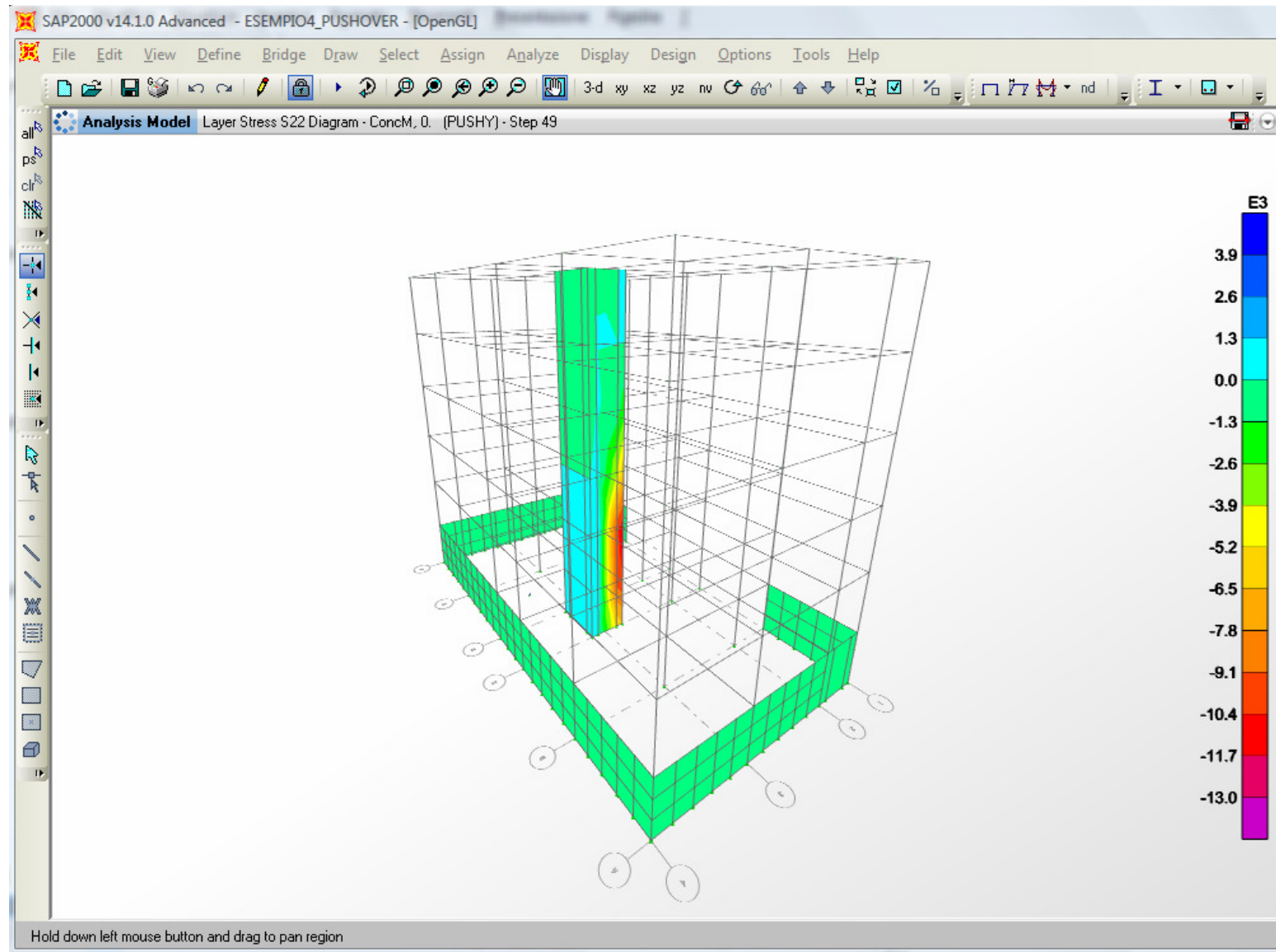
In this model, only membrane behavior is nonlinear, and only for the vertical stress component  $\sigma_{22}$ . This corresponds to rebar stress component  $\sigma_{11}$  when the material angle is 90°.

It is generally not necessary to include rebar for linear behavior, so the horizontal rebar is omitted, and the rebar shear stress component  $\sigma_{12}$  is set to be inactive.

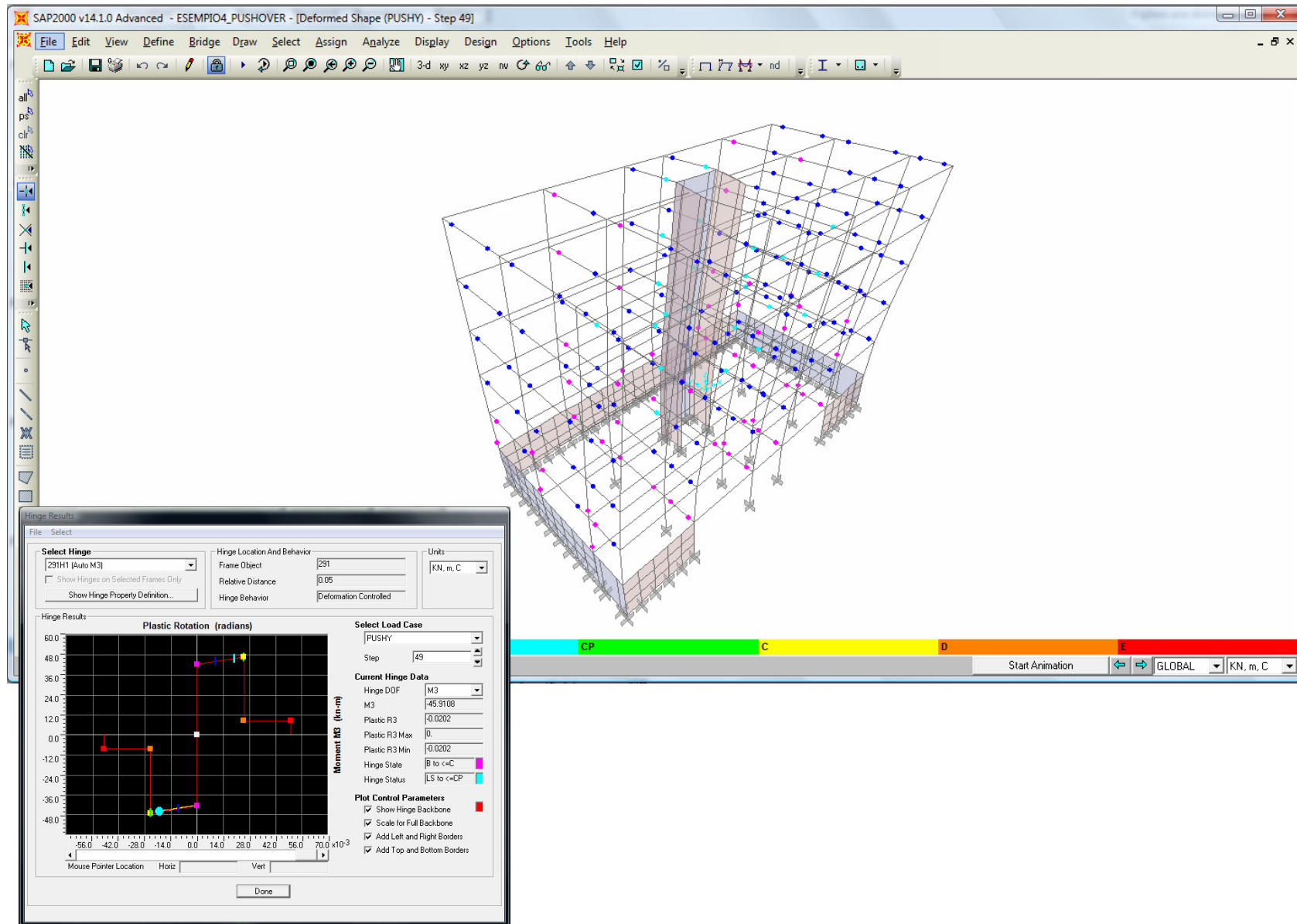




# ANALISI STATICA NON LINEARE



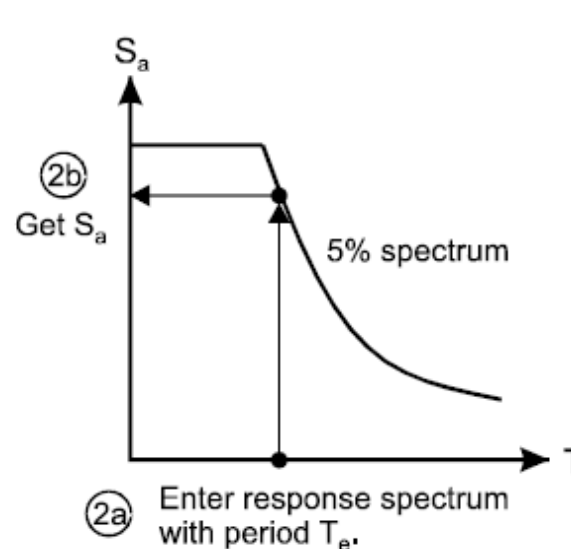
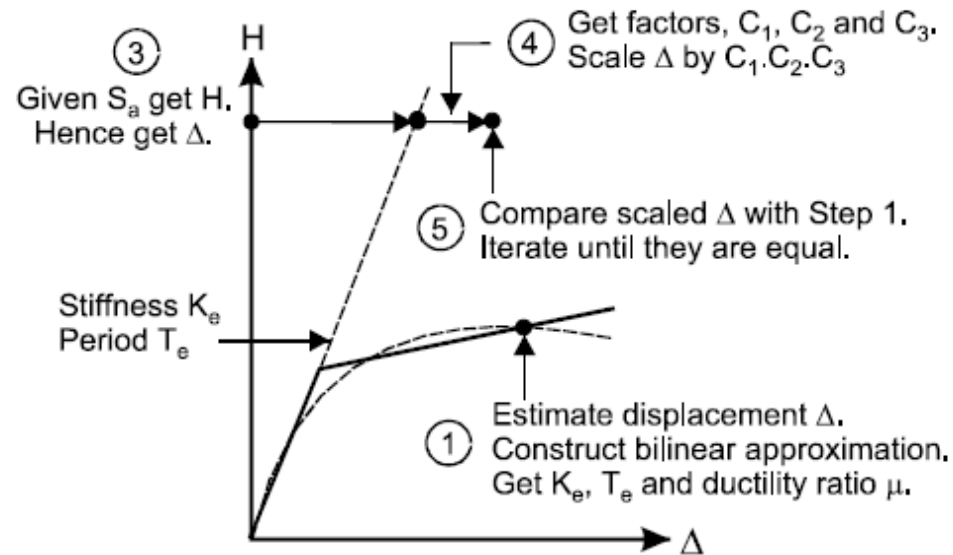
# ANALISI STATICA NON LINEARE



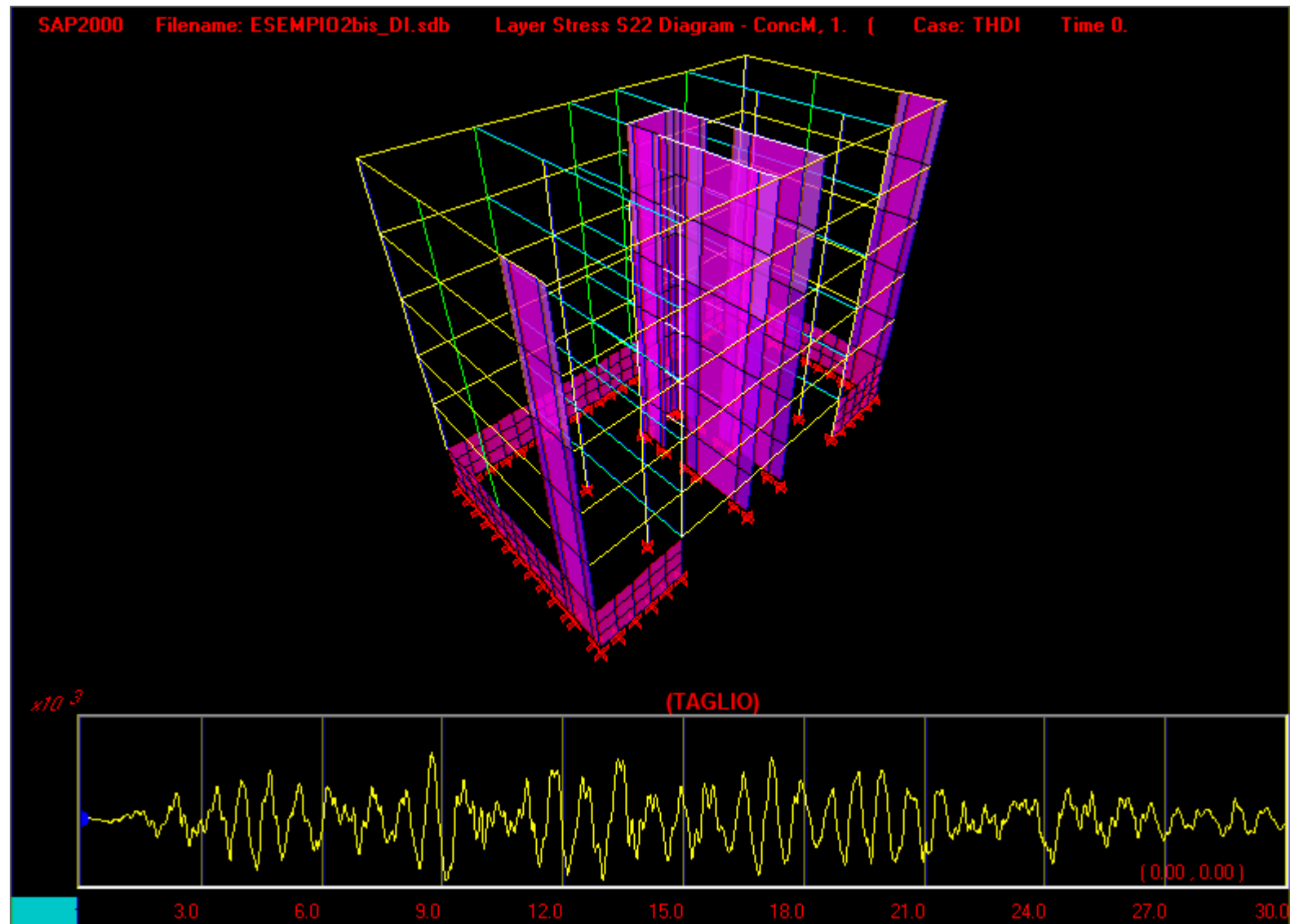


# ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

## FEMA356-FEMA440 Coefficient Methods



$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$





## CISM

distribuito da Dario Flaccovio Editore Codice: DF8835

### **Protezione sismica delle strutture**

### **Tecnologie innovative - Ricerca - Applicazioni**

A cura di Gaetano Russo - Stefano Sorace **AA.VV.**

Le tecnologie innovative di protezione sismica delle strutture, che da tempo costituiscono un argomento di punta della ricerca dell'ingegneria sismica, sono divenute oggetto di crescente interesse anche da parte della comunità tecnica e professionale. L'adozione di tali tecnologie pone, tuttavia, alcune nuove problematiche rispetto al progetto delle strutture antisismiche tradizionali, per risolvere le quali risulta necessaria una conoscenza di base dei principi di funzionamento e delle prestazioni offerte dai diversi tipi di dispositivi in commercio e dai sistemi di protezione che li includono.

Inoltre, come per qualsiasi percorso progettuale, devono essere acquisiti gli opportuni metodi di analisi, di modellazione, di dimensionamento e di verifica. Il volume raccoglie i testi delle lezioni tenute nel corso avanzato di formazione professionale "Tecnologie innovative di protezione sismica delle strutture", svoltosi a Udine nel 2006, che si è proposto di fornire contributi di risposta a tali esigenze, con riferimento a diverse tipologie di dispositivi e di tecniche di protezione, nonché ad un selezionato repertorio di applicazioni pratiche.

I testi sono stati predisposti dai relatori aggiornandone i contenuti agli sviluppi delle rispettive attività di studio e di ricerca svolte, sugli argomenti trattati, sino alla fine del 2008.