

aicap

Associazione Italiana
Calcestruzzo Armato e Precompresso

**NORME TECNICHE
ED EUROCODICE 2
NELLA PROGETTAZIONE
STRUTTURALE**

Con il contributo del Progetto Ulisse:
ATEC-ASSOBETON-ATECAP

e d'intesa con

A.G.I. – Associazione Geotecnica Italiana
A.N.I.D.I.S. – Associazione Nazionale Italiana di
Ingegneria Sismica
A.T.E. – Associazione Tecnologi per l'Edilizia
C.T.E. – Collegio dei Tecnici della Industrializzazione
Edilizia

Presidente del Convegno
Luca Sanpaolesi

Pisa, Gennaio 2007

**Progetto strutturale
di edifici civili in zona
sismica**

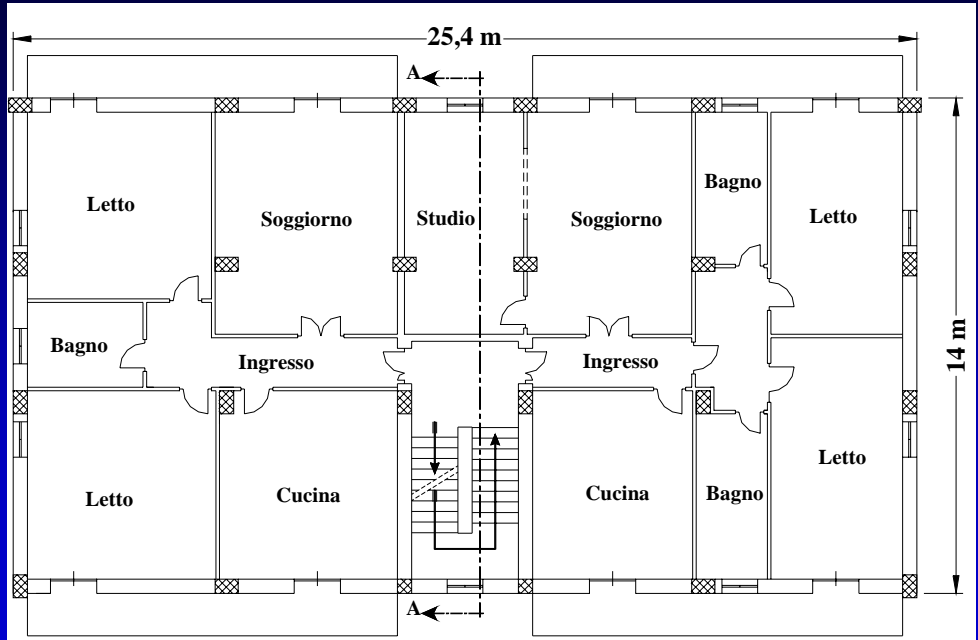
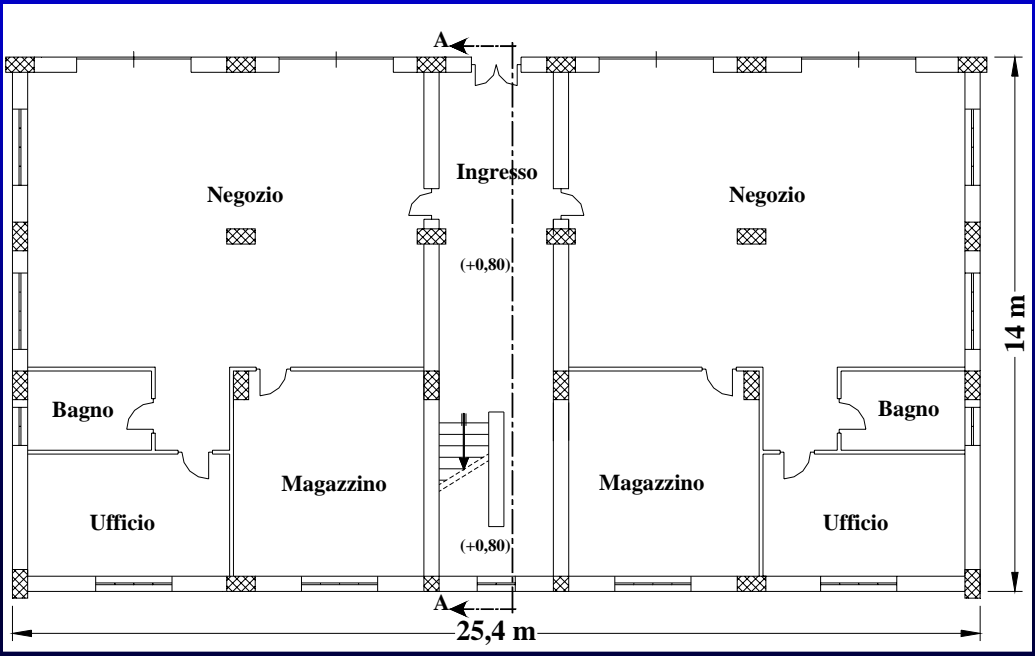
**E. Cosenza, G. Maddaloni,
G. Magliulo**

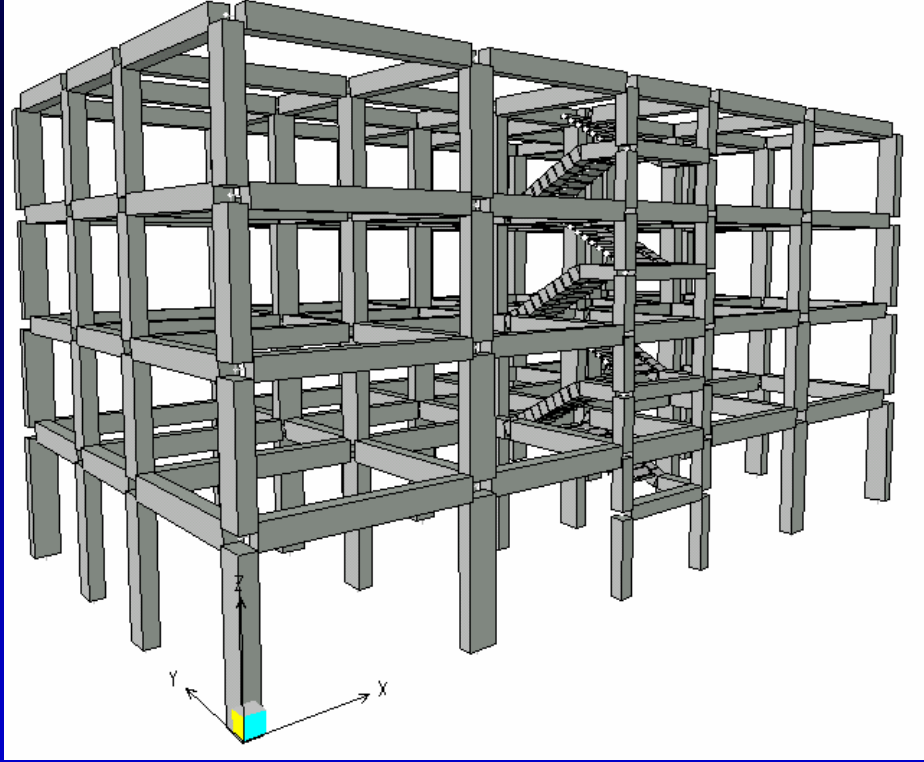
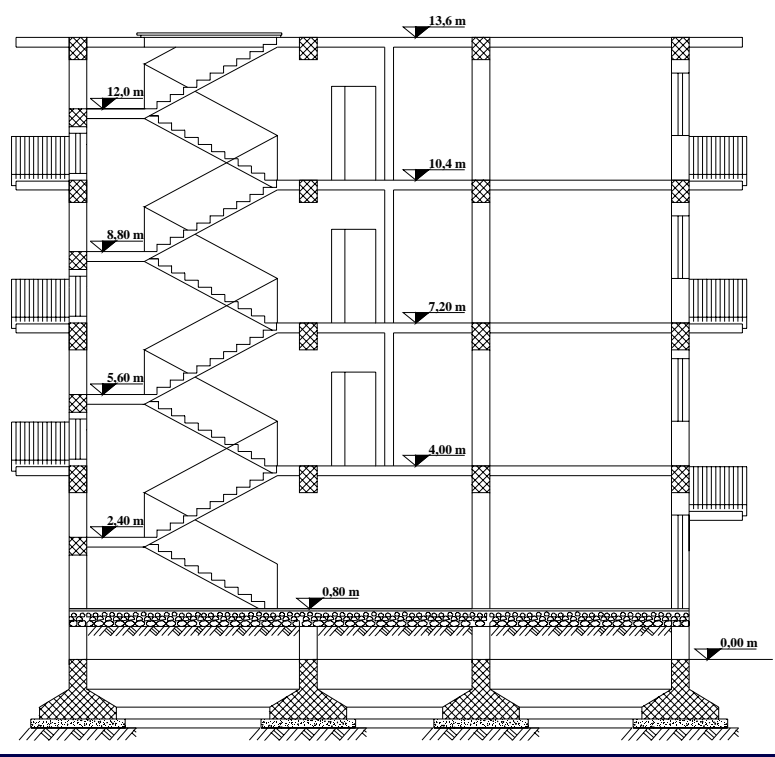
*Dipartimento di Ingegneria Strutturale _
Università di Napoli Federico II*



Edificio civile a telaio, Alta duttilità "H", regolare in elevazione

E. Cosenza – Edifici civili in zona sismica _Pisa, gennaio 20





zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [a_g/g]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [a_g/g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	<0,05	0,05

Periodo di ritorno 475 anni

Accelerazioni
conseguenti
alle Zone
sismogenetiche

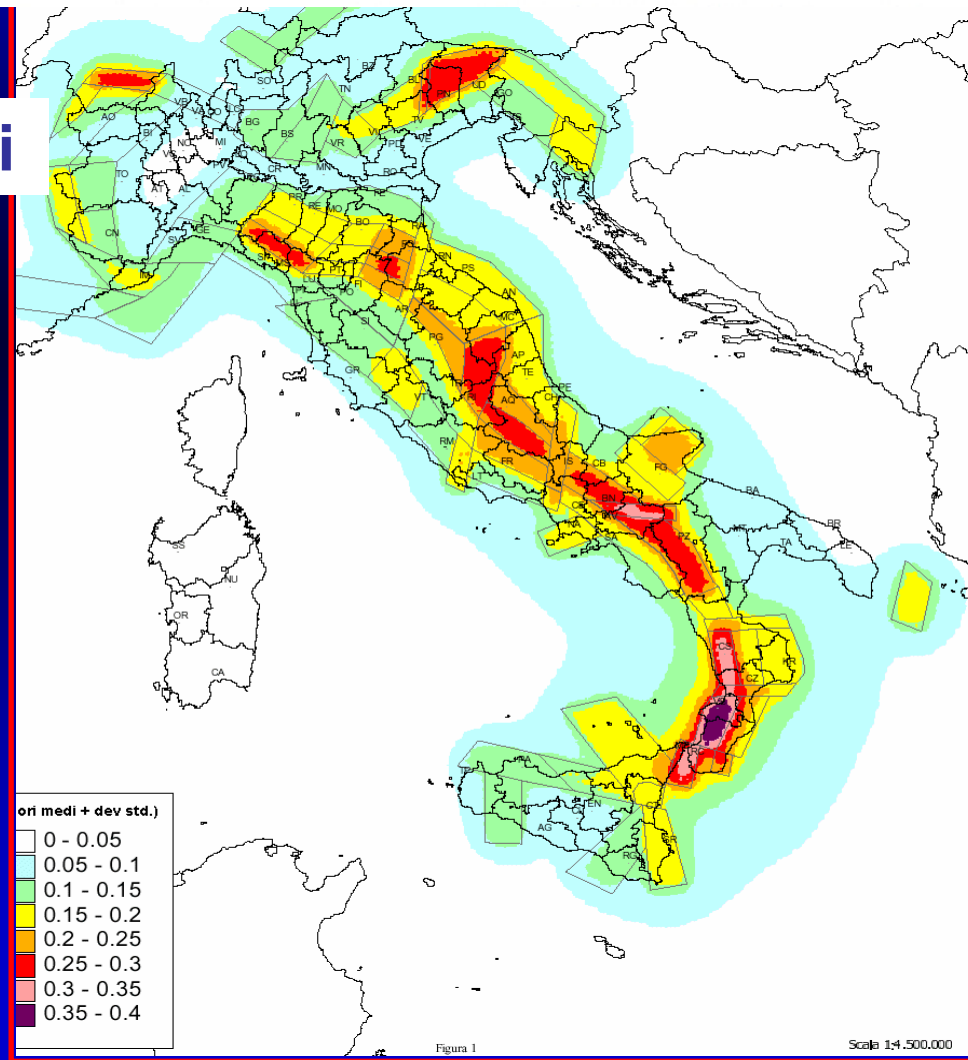


Figura 1

ANCONA (1972): $a_{\max} = 0.548 \text{ g}$

GEMONA (1976): $a_{\max} = 0.635 \text{ g}$

CALITRI (1980): $a_{\max} = 0.333 \text{ g}$

COLFIORITO (1997): $a_{\max} = 0.389 \text{ g}$

NOCERA UMBRA (1997): $a_{\max} = 0.556 \text{ g}$

SAN SALVADOR (1985): $a_{\max} = 0.691 \text{ g}$

NAHANNI (1985): $a_{\max} = 1.10 \text{ g}$

CILE (1985): $a_{\max} = 0.665 \text{ g}$

KOBE (1995): $a_{\max} = 0.834 \text{ g}$

TAIWAN (1999): $a_{\max} > \text{g}$

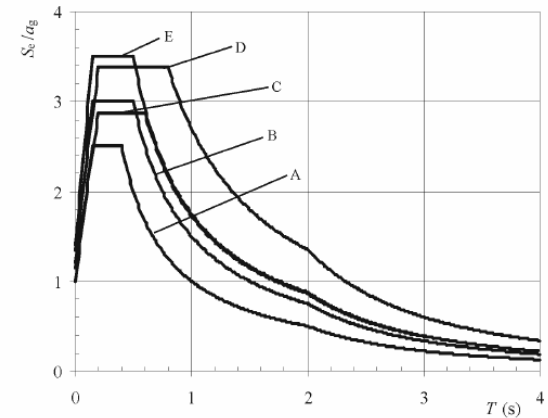
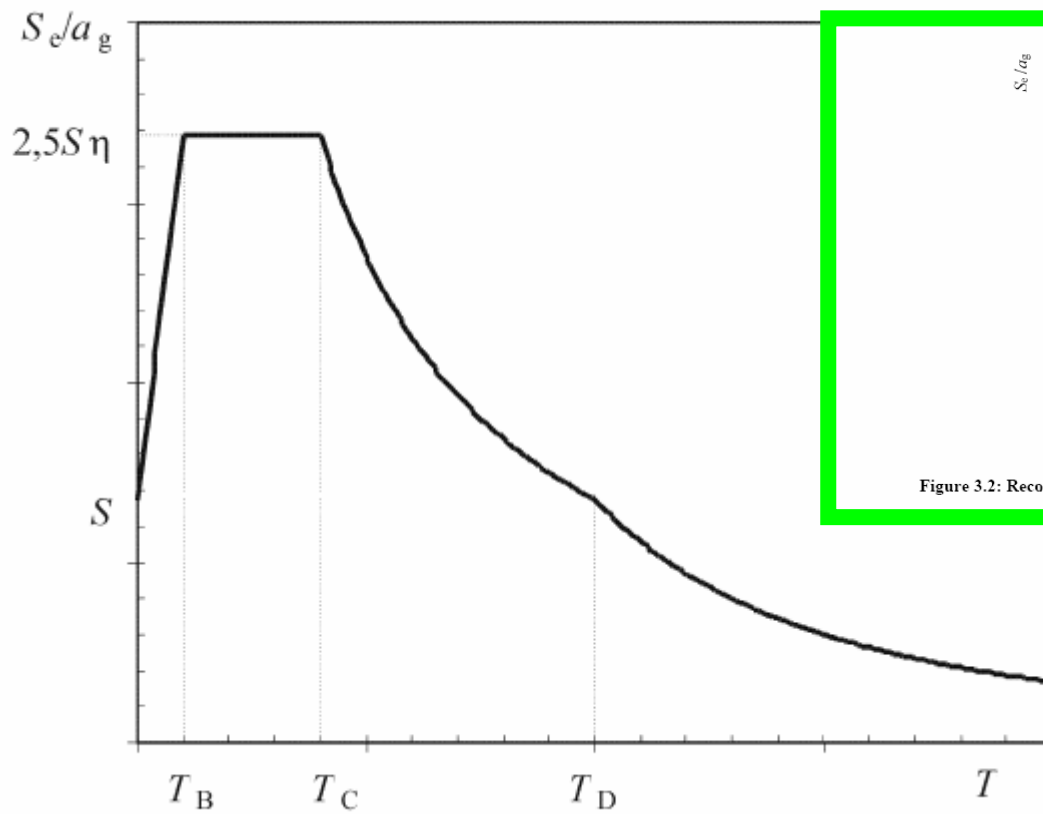
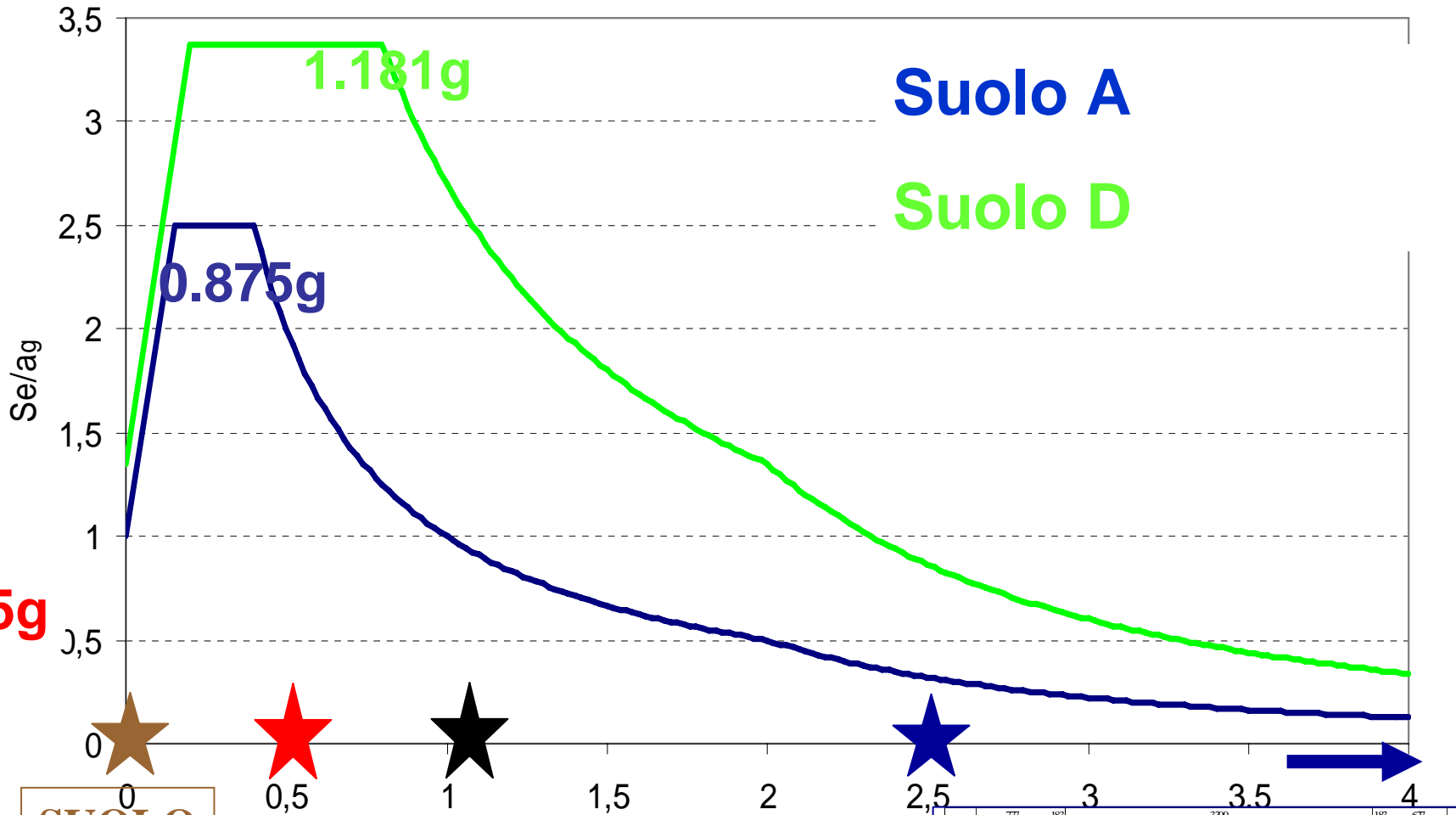


Figure 3.2: Recommended Type 1 elastic response spectra for ground types A to E (5% damping)

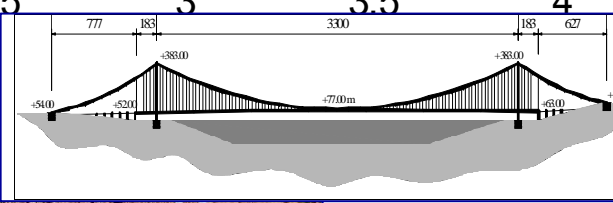
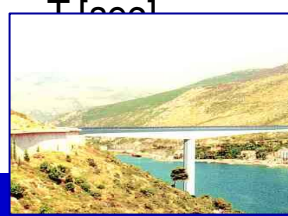
Table 3.2: Values of the parameters describing the recommended Type 1 elastic response spectra

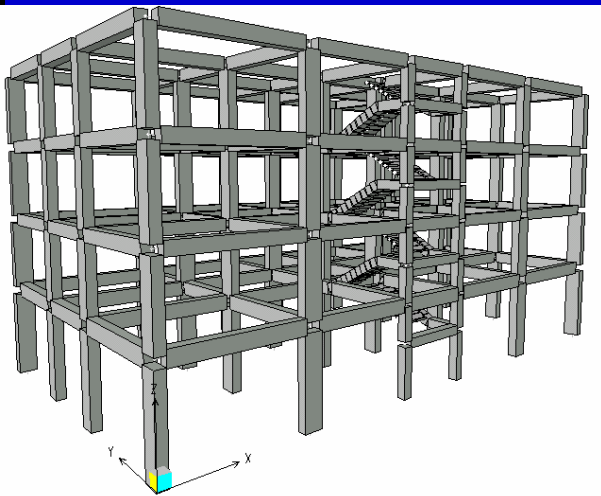
Ground type	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Spettri elastici zona 1



0
SUOLO

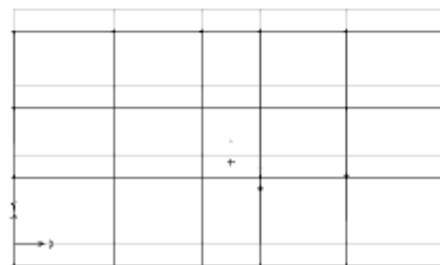




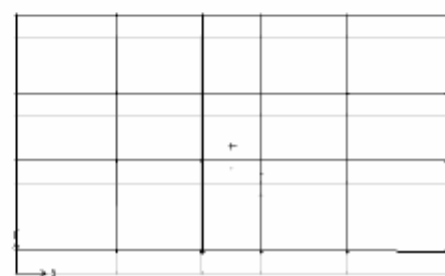
1° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*
($T=0,591$ s; $\tilde{M}_{\%x} = 74,6\%$; $\tilde{M}_{\%y} = 0\%$)



4° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*
($T=0,197$ s; $\tilde{M}_{\%x} = 10,2\%$; $\tilde{M}_{\%y} = 0\%$)



2° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*
($T=0,536$ s; $\tilde{M}_{\%x} = 0\%$; $\tilde{M}_{\%y} = 86,2\%$)



5° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*
($T=0,180$ s; $\tilde{M}_{\%x} = 0\%$; $\tilde{M}_{\%y} = 10,6\%$)



3° modo di vibrazione: *Torsione*
($T=0,487$ s; $\tilde{M}_{\%x} = 9,8\%$; $\tilde{M}_{\%y} = 0\%$)



6° modo di vibrazione: *Torsione*
($T=0,161$ s; $\tilde{M}_{\%x} = 1,6\%$; $\tilde{M}_{\%y} = 0\%$)

Fig. 2.16 Primi sei modi di vibrazione con vista dall'alto

- Solo carichi verticali (EC0 prospetto A1.2(A) – Valori di progetto delle azioni):

$$F_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k \quad (2.4)$$

essendo Q_k il valore caratteristico delle azioni accidentali ed avendo assunto $\gamma_G = 1,35$ e $\gamma_Q = 1,5$;

- Carichi verticali ed azioni sismiche (EC0 punto 6.4.3.4 – Combinazioni di azioni sismiche per situazioni di progetto sismiche).

$$F_d = \gamma_I \cdot A_{Ek} + G_k + \psi_2 \cdot Q_k \quad (2.5)$$

essendo: $\gamma_I A_{Ek}$ l'azione sismica per lo stato limite in esame, con γ_I =coefficiente di importanza;

G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;

Q_k il valore caratteristico delle azioni accidentali;

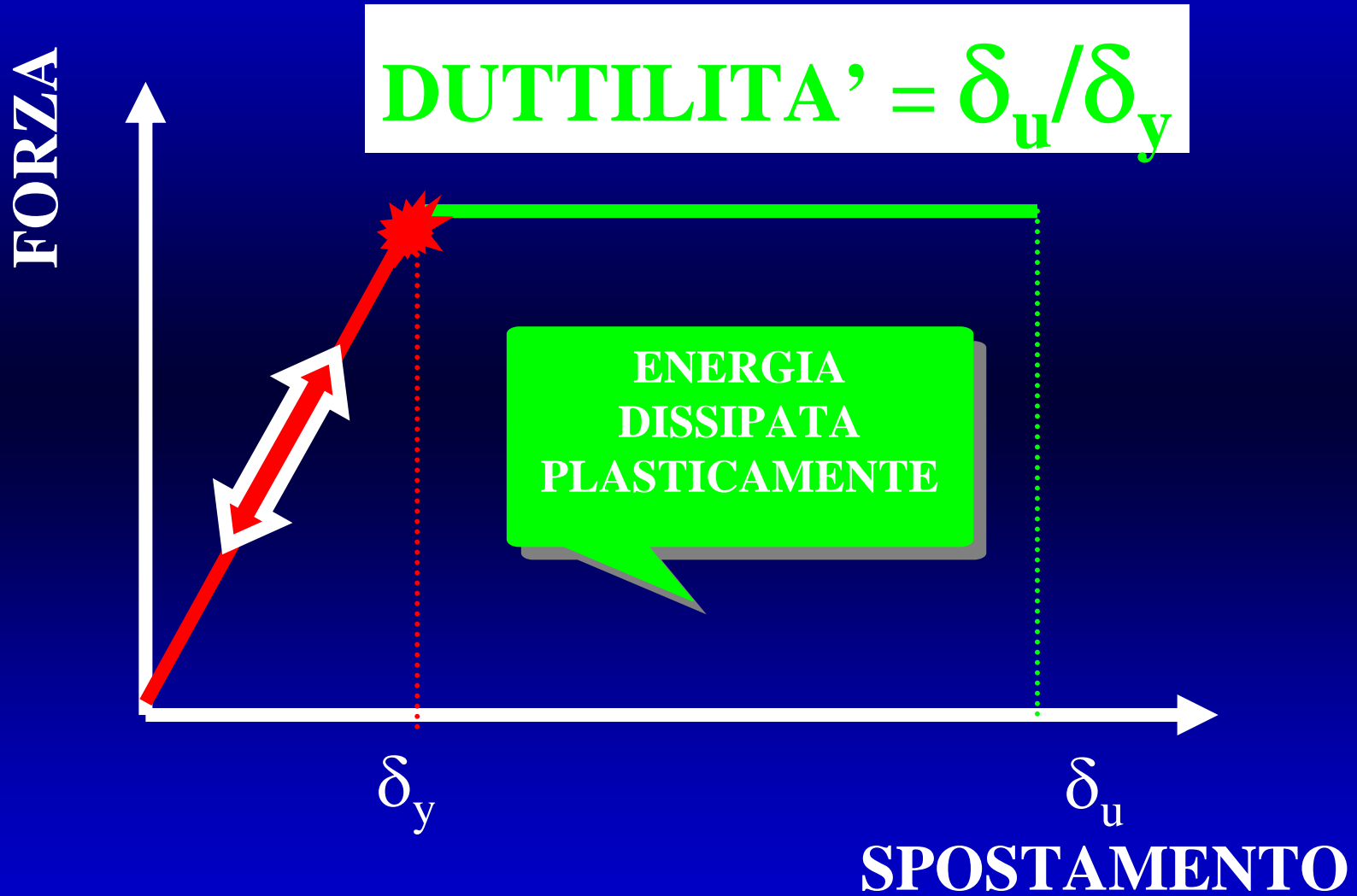
ed assumendo: $\psi_2 = 0,30$ per la categoria di *abitazioni e aree residenziali* (EC0 prospetto A1.1 – Valori raccomandati dei coefficienti ψ per gli edifici);

$\gamma_I = 1,0$ per *edifici ordinari* (punto 4.2.5 – Importance classes and importance factors).

• Duttività

Comportamento elastico-lineare (FRAGILE !!)

Comportamento elastico-plastico (DUTTILE)



$$DUTTILITA' = \delta_u / \delta_y$$

ENERGIA
DISSIPATA
PLASTICAMENTE

SPOSTAMENTO

Comportamenti sismicamente equivalenti

**I COMPORTAMENTI
SONO EQUIVALENTI
(Per il sisma dello SLU)**

Forza

Comportamento

ELASTICO

Comportamento M

Più RESISTENZA, meno DUTTILITA'

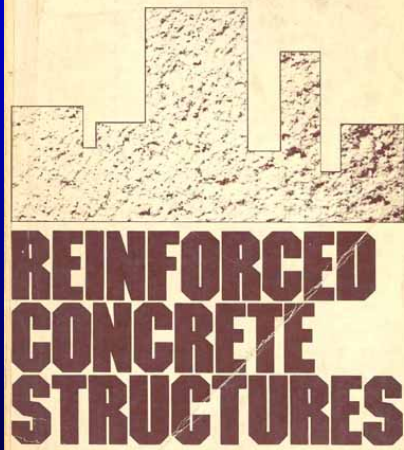
Comportamento H

Più DUTTILITA', meno RESISTENZA

Spostamento



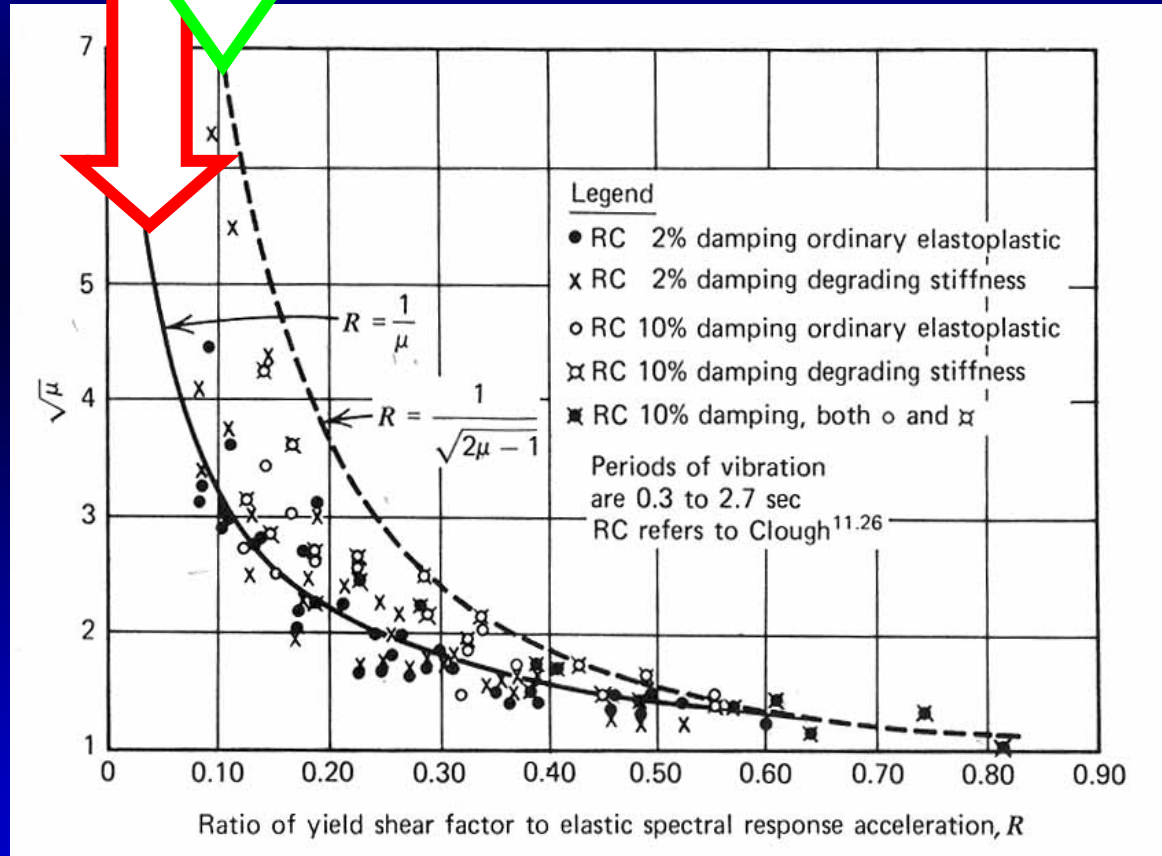
R. Park and T. Paulay



Park & Paulay
1975

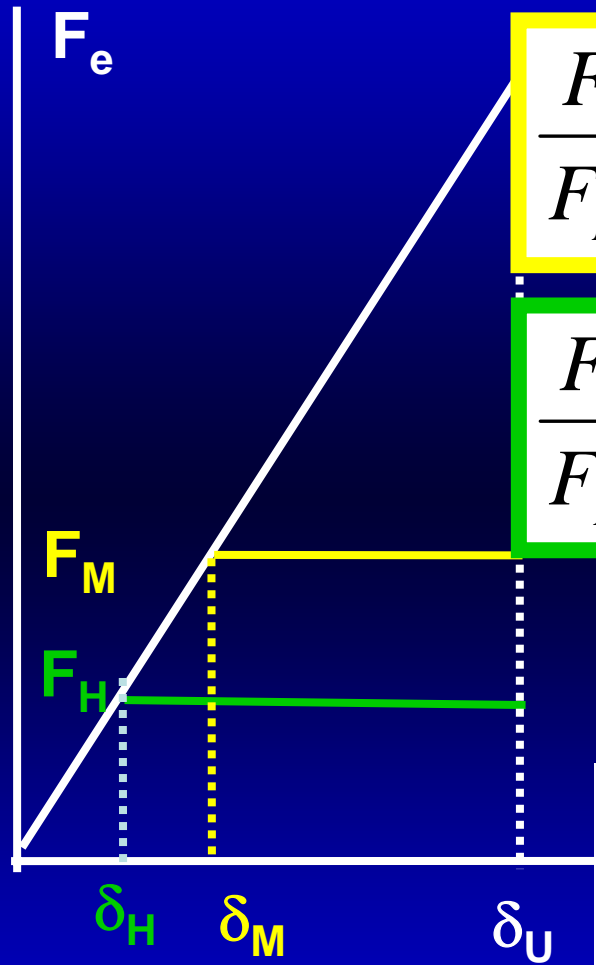
CRITERIO DELLA STESSA ENERGIA

CRITERIO DELLO STESSO SPOSTAMENTO



Comportamenti sismicamente equivalenti (criterio max spostamento)

ESEMPIO:
Si può ridurre l'azione elastica mediante un **FATTORE DI STRUTTURA 4** SE la struttura ha **DUTTILITA' 4**



$$\frac{F_e}{F_M} = \frac{\delta_u}{\delta_M} \quad F_M = \frac{F_e}{\delta_u / \delta_M}$$

$$\frac{F_e}{F_H} = \frac{\delta_u}{\delta_H} \quad F_H = \frac{F_e}{\delta_u / \delta_H}$$

Riduzione forze :
Fattore di Struttura q
=
Duttilità

Classe di Duttività (riduzione fra 2/3 e 3/4)

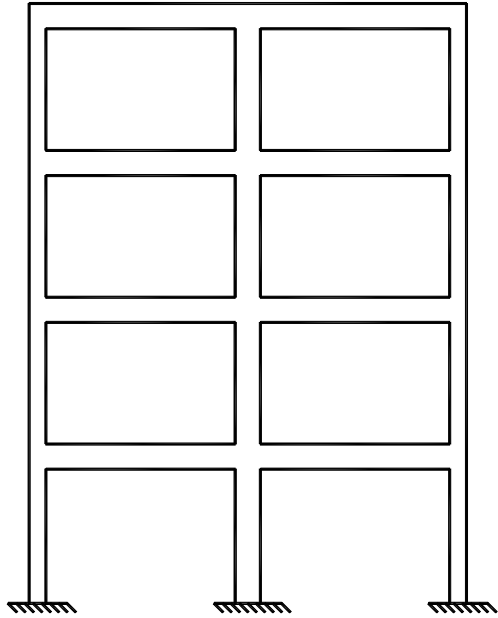
Table 5.1: Basic value of the behaviour factor, q_o , for systems regular in elevation

STRUCTURAL TYPE	DCM	DCH
Frame system, dual system, coupled wall system	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Uncoupled wall system	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_1$
Torsionally flexible system	2,0	3,0
Inverted pendulum system	1,5	2,0

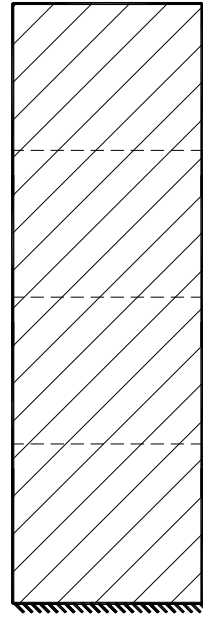
(3) For buildings which are not regular in elevation, the value of q_o should be reduced by 20% (see 4.2.3.1(7) and Table 4.1).

Regolarità in elevazione (riduzione 0,8)

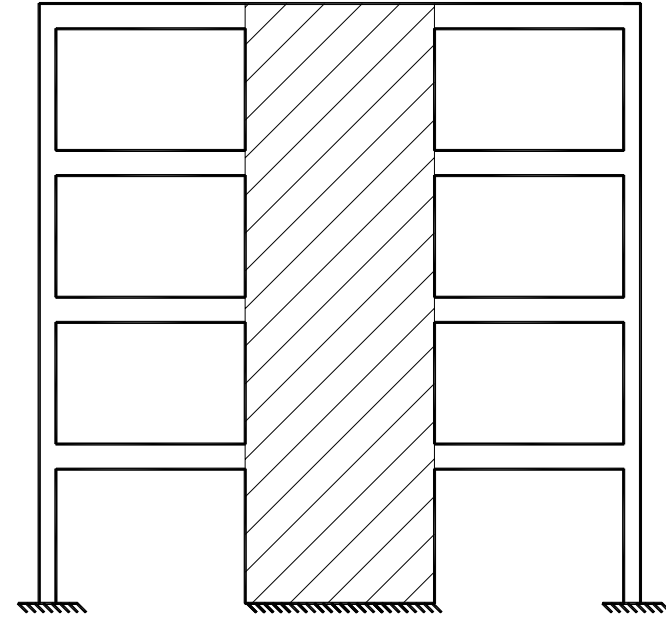
TELAIO



PARETE



TELAIO-PARETE



Strutture a telaio

$$q_0 = 4.5 \alpha_u / \alpha_1$$

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

$$q = 5.85$$

Strutture a parete

$$q_0 = 4.0 \alpha_u / \alpha_1$$

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

$$q = 4.40$$

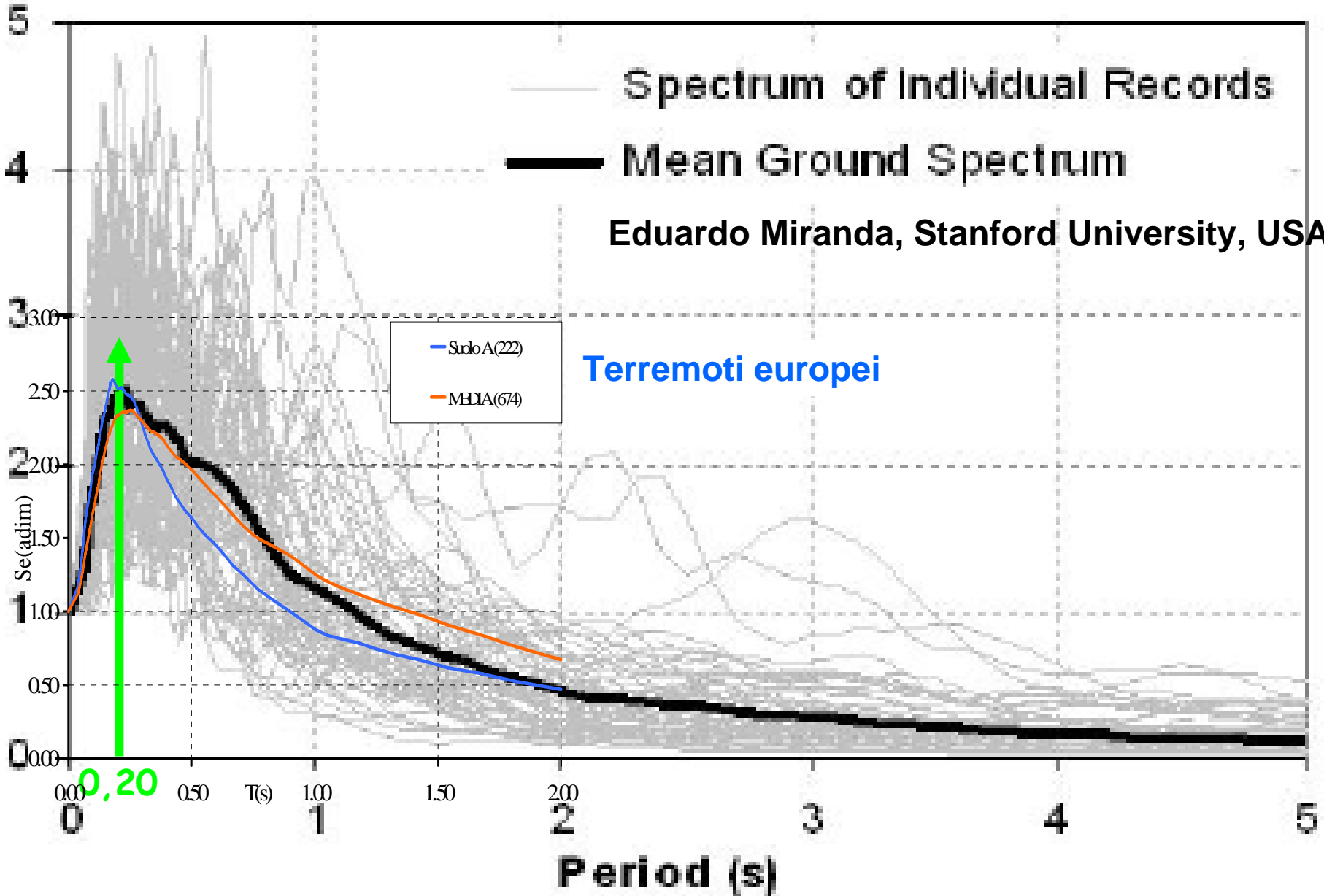
Strutture miste
telaio-parete

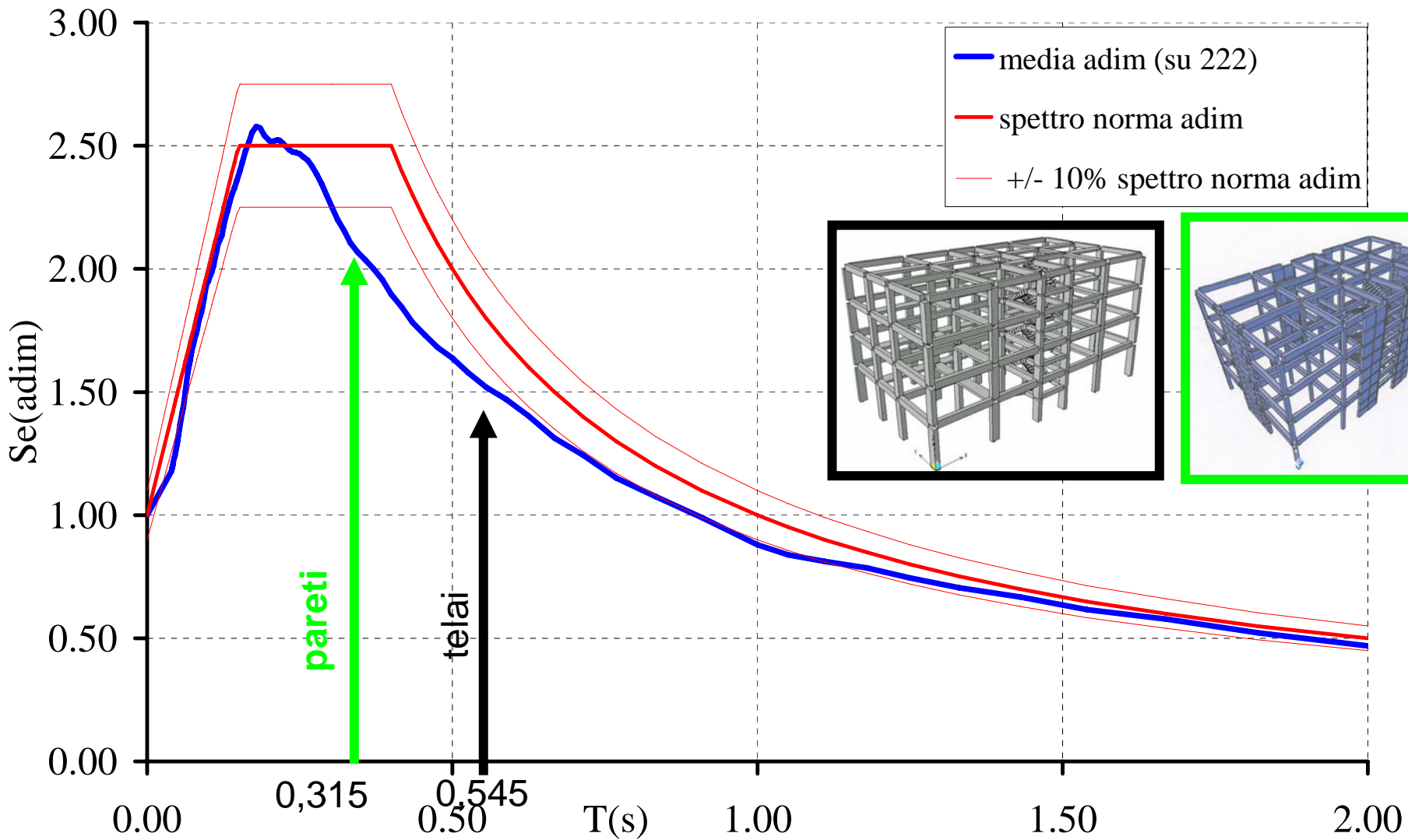
$$q_0 = 4.5 \alpha_u / \alpha_1$$

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

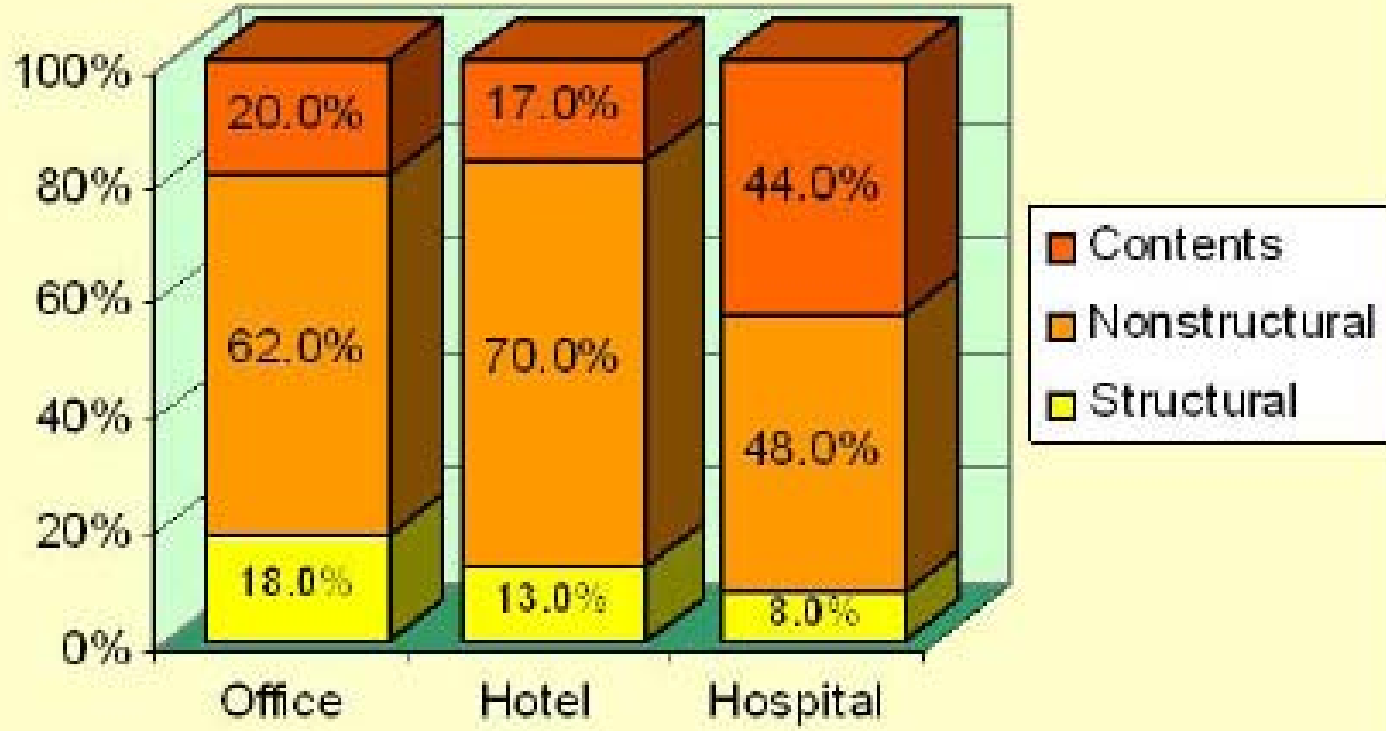
$$q = 5.30$$

S_a/PGA





Suolo A





(Photo by Tom Rooke/PEER)



1999 Izmit Turkey, earthquake

(Photo by Sezer/PEER)

Influenza della percentuale di armatura tesa

b) il rapporto geometrico di armatura ρ relativo alla zona tesa non deve eccedere il seguente valore ρ_{\max} :

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.15)$$

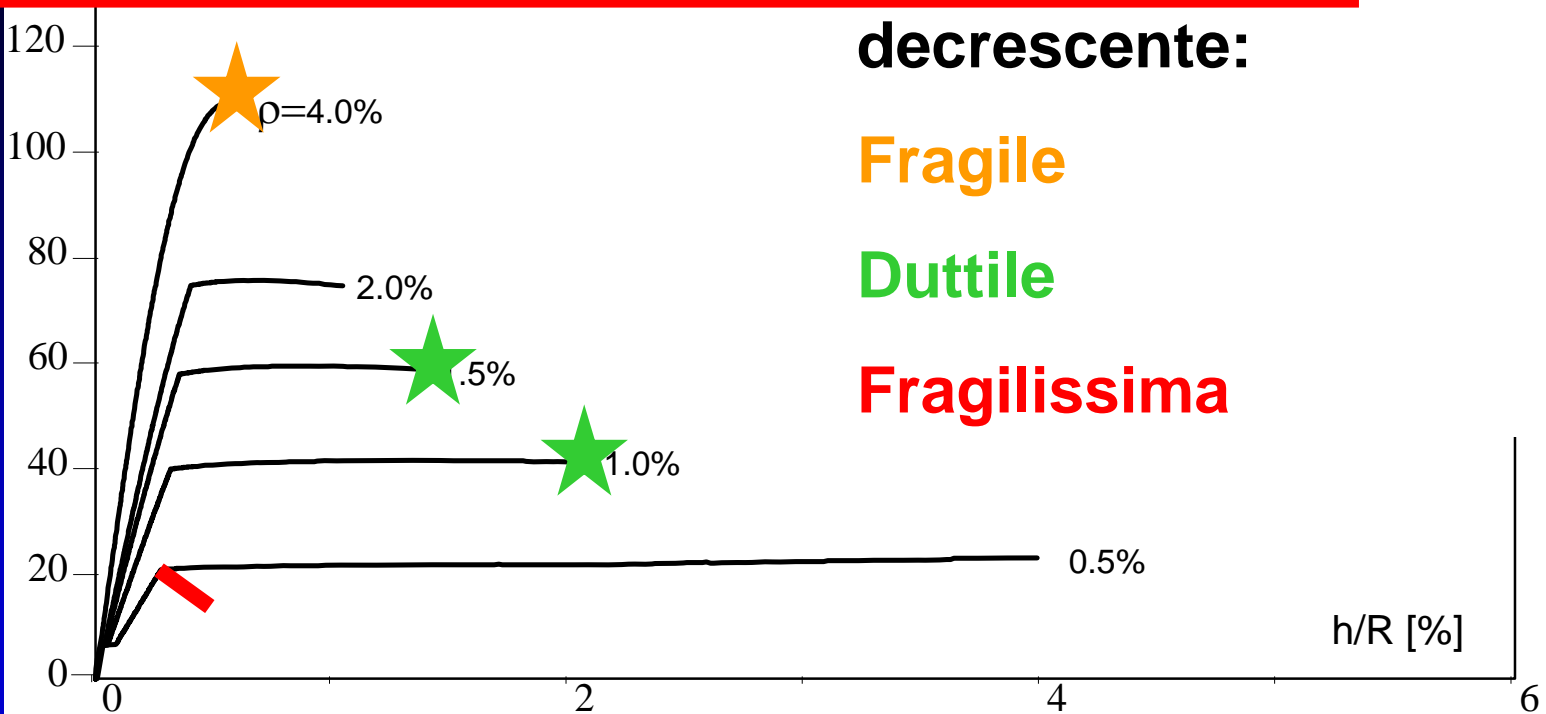
Per l'intera lunghezza della trave deve risultare:

a) il rapporto di armatura della zona tesa, ρ , non sarà minore del seguente valore:

$$\rho_{\min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (2.16)$$

dove f_{ctm} è il valore medio della resistenza di trazione del calcestruzzo;

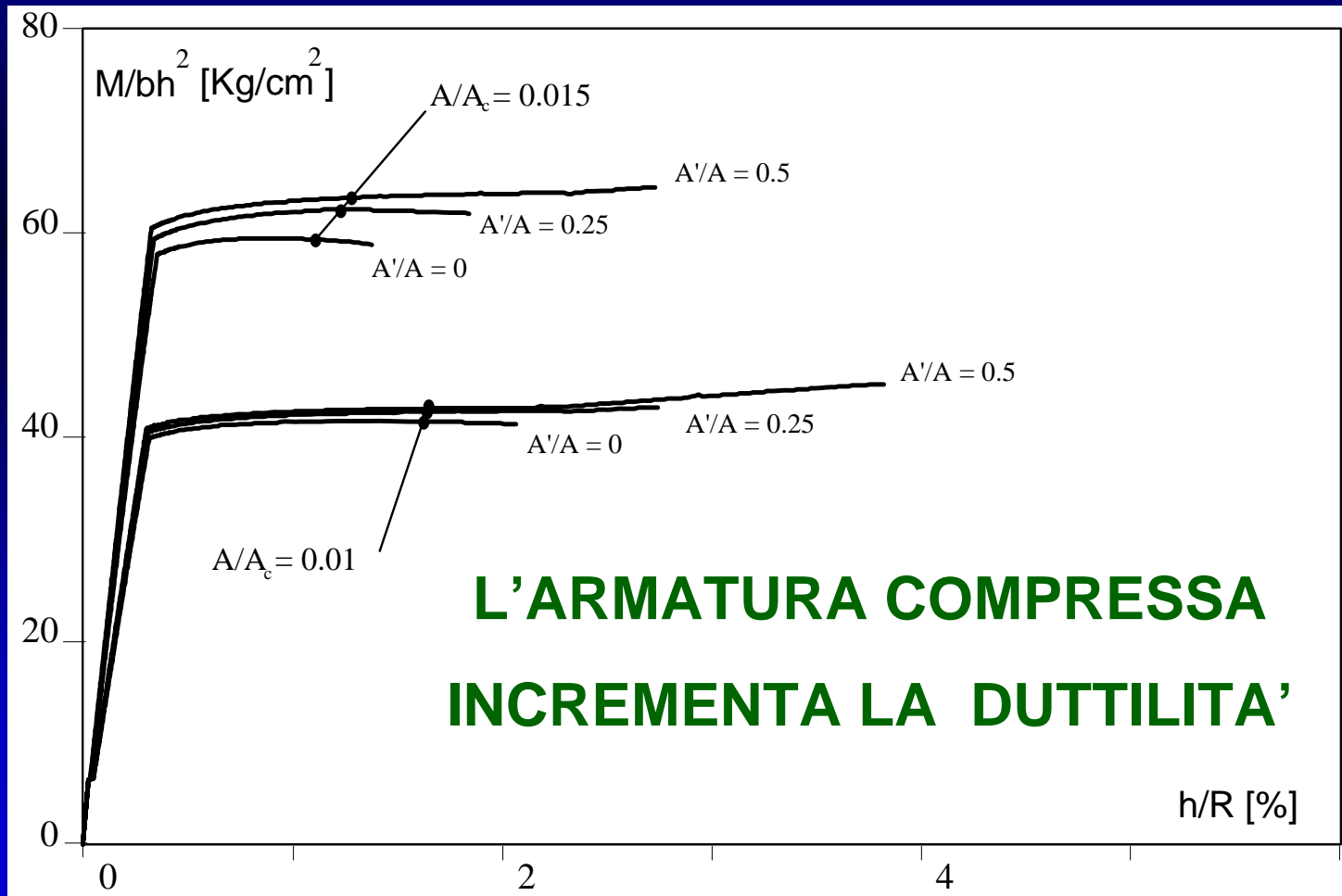
LITA'



Influenza della percentuale di armatura compressa

Si assumono quali *regioni critiche* della trave quelle caratterizzate da una distanza minore o uguale $l_{cr}=1,5h_w$ dal nodo trave colonna o da una qualunque sezione che si ritiene possa plasticizzare sotto i carichi di progetto, essendo h_w l'altezza della sezione trasversale della trave. In tali regioni vanno rispettate le seguenti limitazioni:

a) in zona compressa l'armatura non deve essere minore della metà di quella disposta in zona tesa, in aggiunta a quella necessaria in compressione alla verifica allo SLU in condizione di progetto sismico;



Si assumono quali *regioni critiche* della trave quelle caratterizzate da una distanza minore o uguale $l_{cr}=1,5h_w$ dal nodo trave colonna o da una qualunque sezione che si ritiene possa plasticizzare sotto i carichi di progetto, essendo h_w l'altezza della sezione trasversale della trave. In tali regioni vanno rispettate le seguenti limitazioni:

b) il rapporto geometrico di armatura ρ relativo alla zona tesa non deve eccedere il seguente valore ρ_{max} :

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.15)$$

con i rapporti di armatura in zona tesa ed in zona compressa, ρ e ρ' , entrambi adimensionalizzati rispetto a bd ,

dove:

b è la larghezza della zona compressa della trave;

d è l'altezza utile della sezione;

μ_ϕ è il fattore di duttilità in curvatura, vale a dire il rapporto tra la curvatura in corrispondenza dell'attingimento dell'85% del momento resistente (valutata sul ramo degradante) e la curvatura di snervamento, assunto che non siano superate le deformazioni limite di calcestruzzo ed acciaio ε_{cu} ed $\varepsilon_{su,k}$;

$\varepsilon_{sy,d}$ è il valore di progetto della deformazione dell'acciaio allo snervamento.

Nel caso in esame considerando per semplicità il valore minimo del fattore di duttilità suggerito dalla norma:

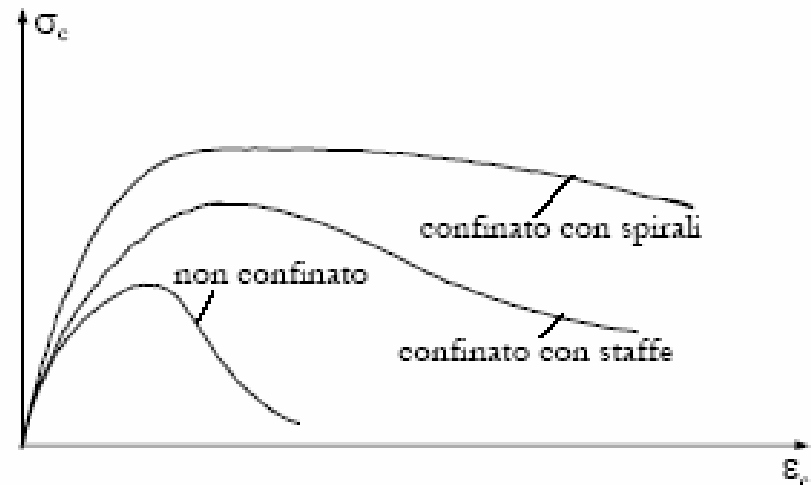
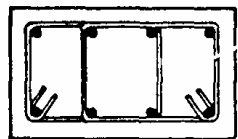
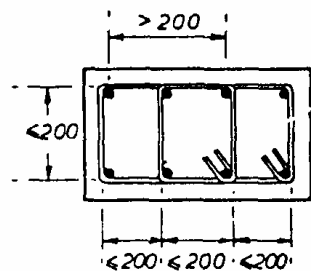
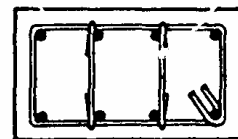
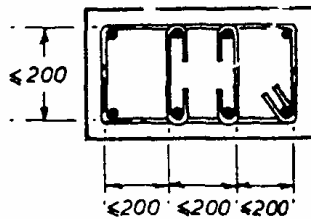
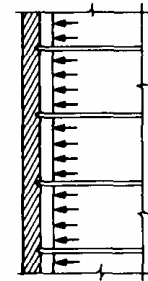
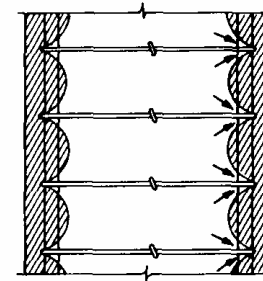
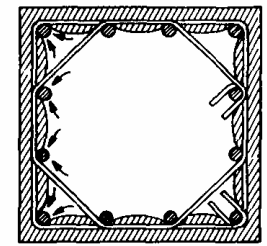
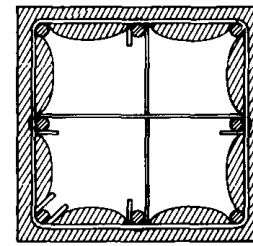
$\mu_\phi = 2q_o - 1 = 2 \cdot 5,85 - 1 = 10,7$ per $T \geq T_c = 0,5$ s (*Punto 5.2.3.4. – Local ductility condition*) si ha:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \rho' + \frac{0,0018}{10,7 \cdot 391/200000} \cdot \frac{17}{391} = \rho' + 0,0037$$

Per una sezione 40 x 60 (travi del 1° livello) si ricava:

$$A_{max} = A_{compr} + 0,04(b \cdot d) = A_{compr} + 0,0037 \cdot 40 \cdot 56 = A_{compr} + 8,3 \text{ cm}^2$$

Effetto benefico armatura trasversale: Confinamento e Staffe chiusi con legature



a) il diametro d_{bw} delle staffe soddisfa la:

$$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{ydL} / f_{ydw}} \quad (2.28)$$

b) il passo s delle staffe non risulta maggiore di:

$$s = \min \{b_0/3; 125; 6d_{bL}\} \quad (2.29)$$

dove b_0 (in millimetri) è la minima dimensione della parte interna e d_{bL} è il diametro minimo delle barre longitudinali (in millimetri);

c) la distanza tra due barre longitudinali consecutive trattenute da staffe o legature non deve eccedere i 150 mm (*punto 5.5.3.2.2 – Detailing for local ductility*).

**Instabilità
barre
comprese
per insufficienza
staffe**



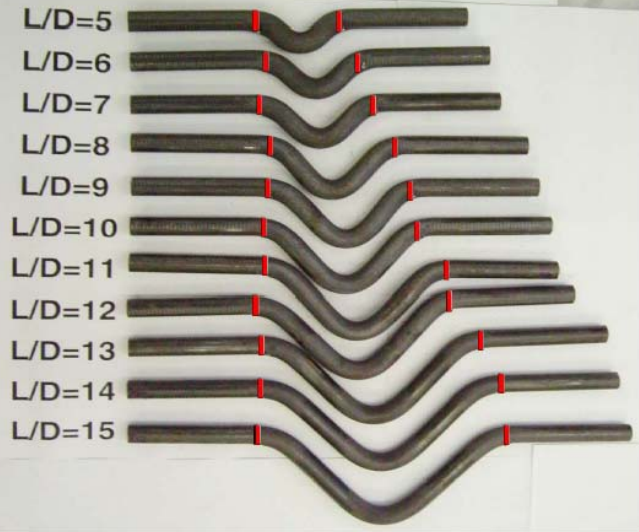
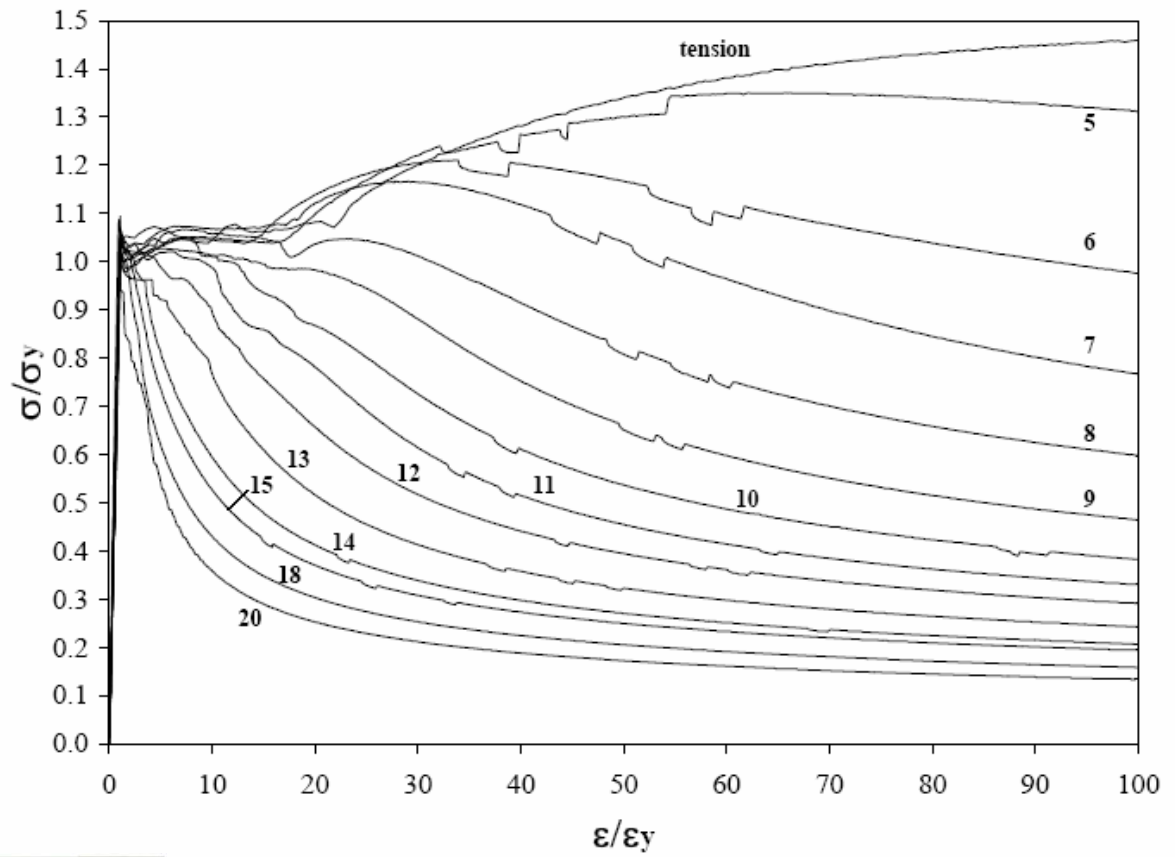
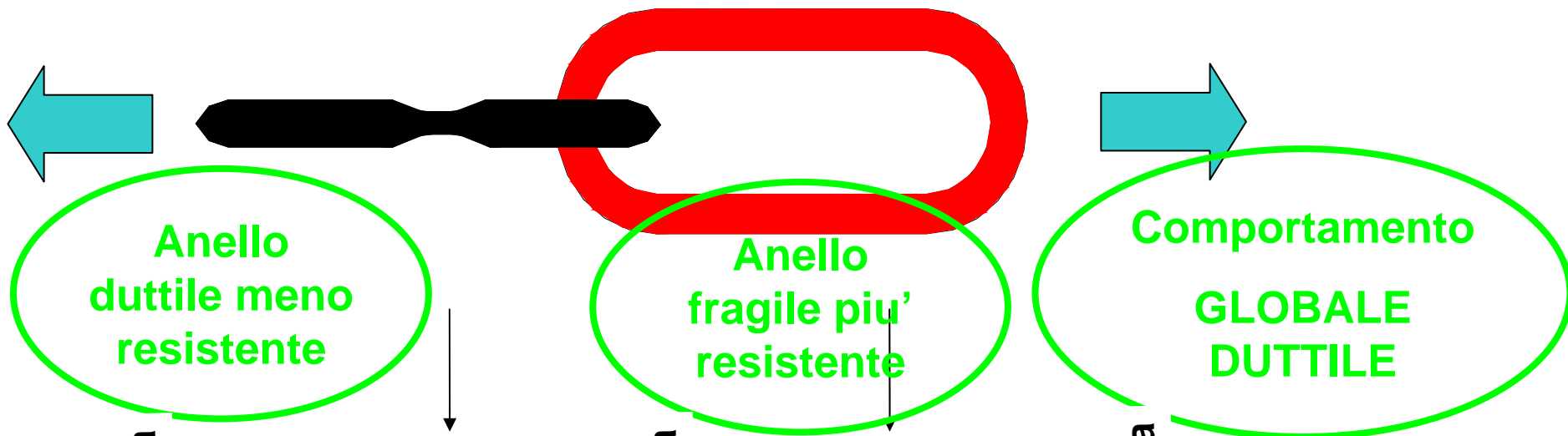


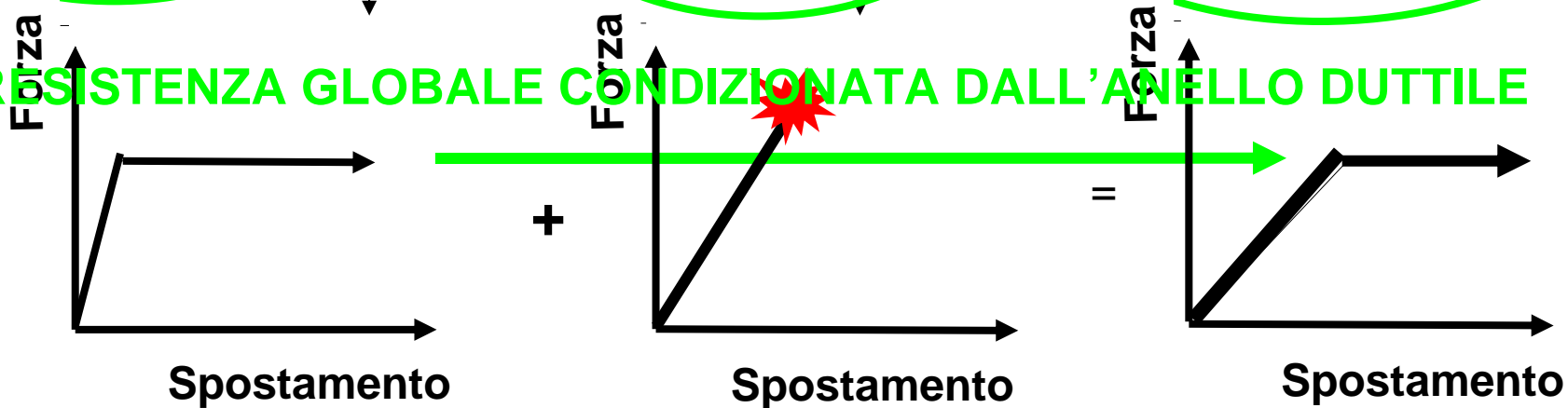
Figure 10. Normalized compressive stress-strain curves for D12 rebars

- Gerarchia
delle
resistenze

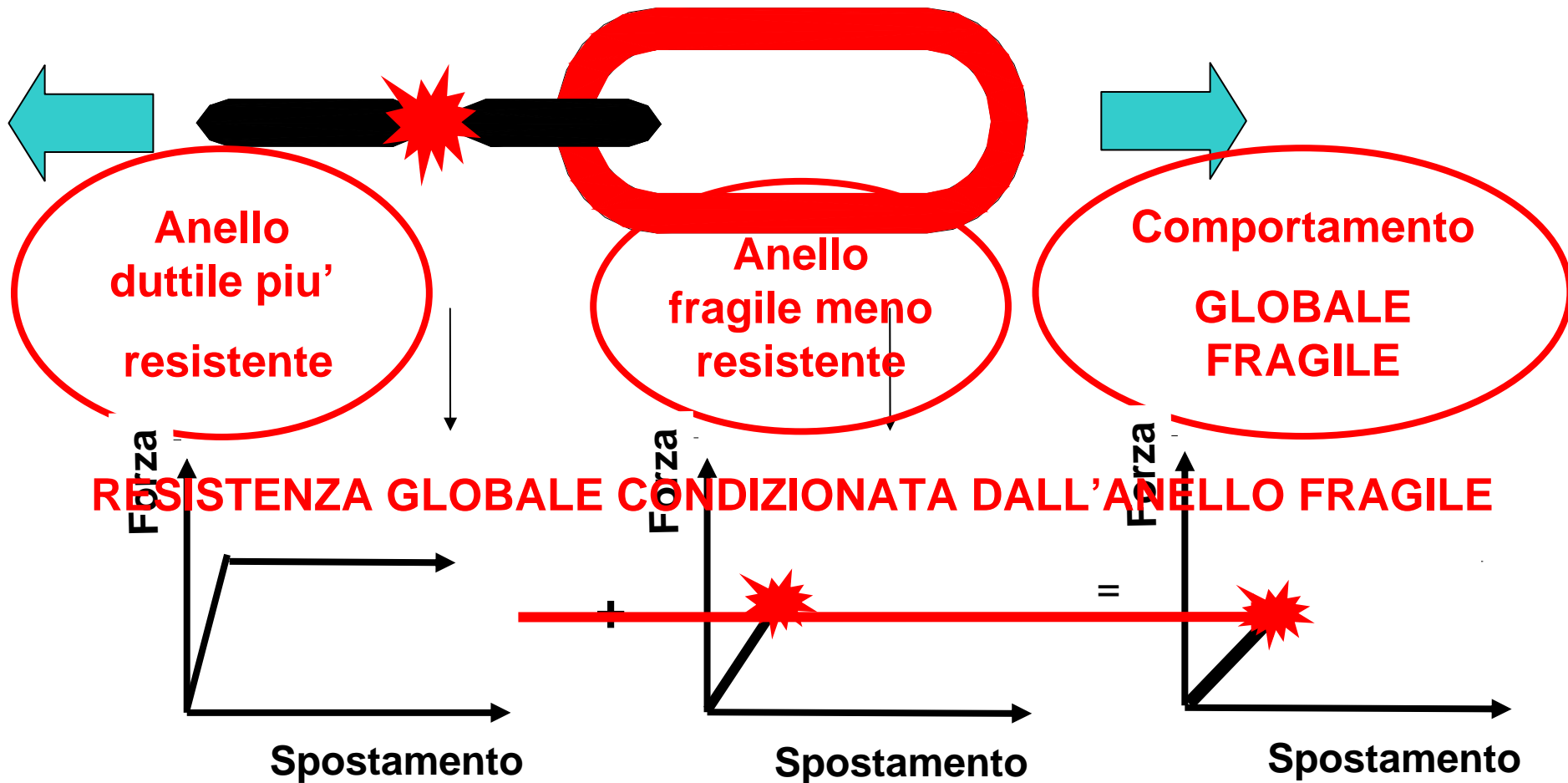
GERARCHIA DELLE RESISTENZE (CORRETTA !)



RESISTENZA GLOBALE CONDIZIONATA DALL'ANELLO DUTTILE



GERARCHIA DELLE RESISTENZE (ERRATA!)

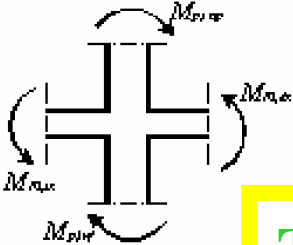
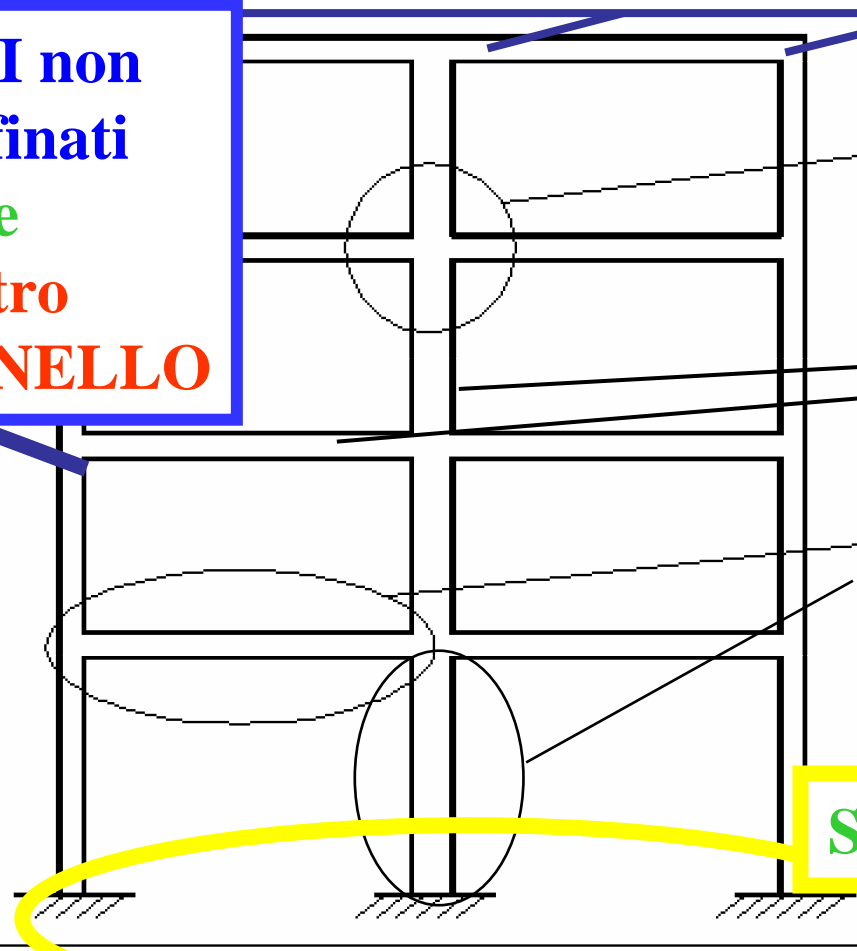


GERARCHIA DELLE RESISTENZE

SEZIONI
Acciaio - Calcestruzzo

Struttura verticale - Impalcato

NODI non
confinati
Trave
Pilastro
PANNELLO



$$\alpha_c = \gamma_{red} \frac{|\sum M_{col}|}{|\sum M_{tr}|}$$

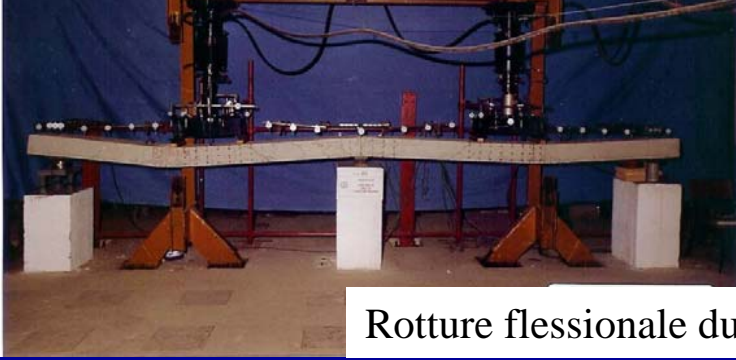
Trave - Pilastro



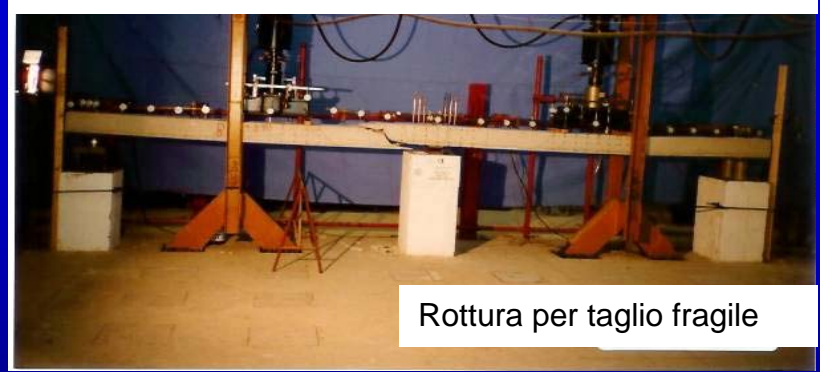
Flessione - Taglio

$$V_d = \gamma_{red} \frac{M_{col}^+ + M_{col}^-}{l_{trav}} + \frac{G_k \cdot l_{trav}}{2}$$

Struttura - Fondazione

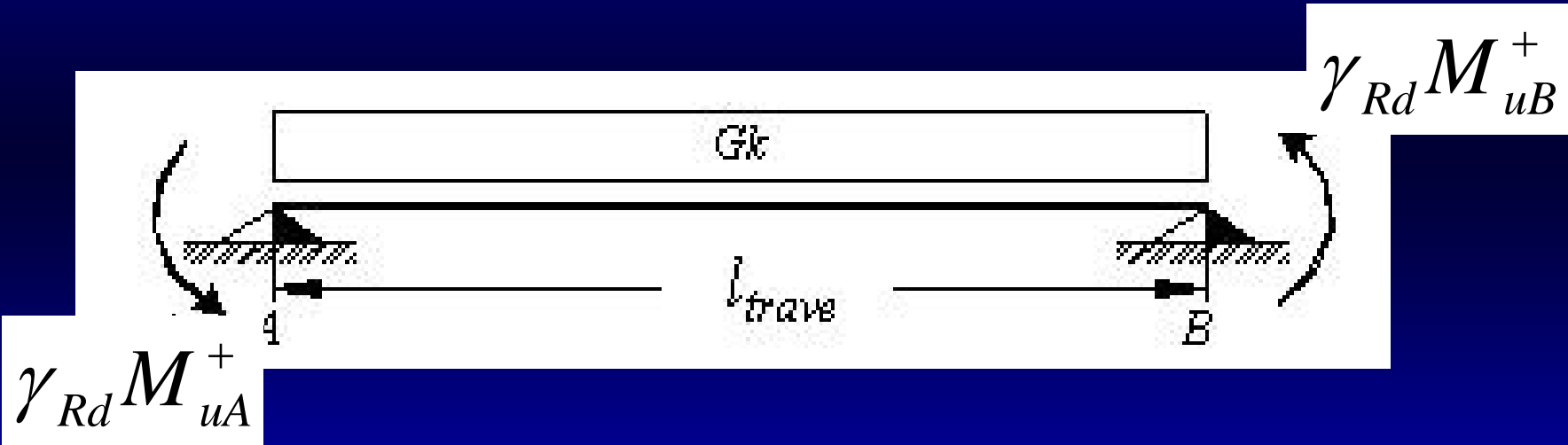


Rotture flessionale duttile



Rottura per taglio fragile

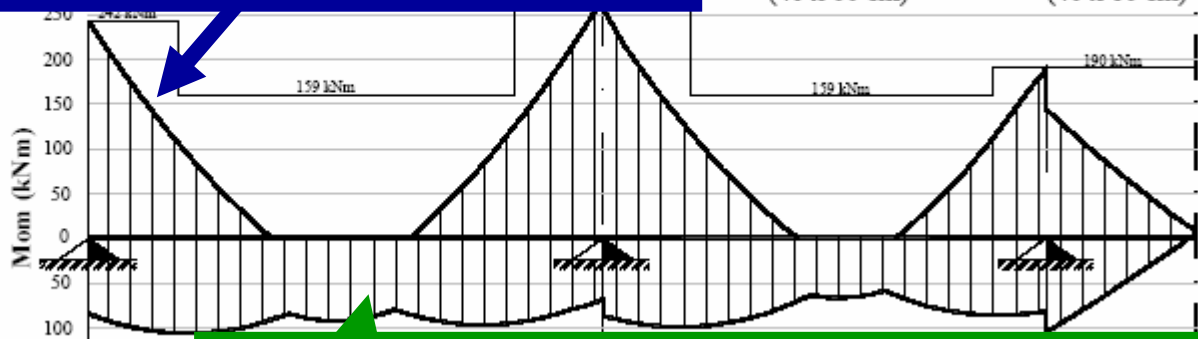
amplificazione del taglio di progetto nelle travi



$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$$

Sisma da destra e carichi verticali ridotti

Trave 1002 (40 x 60 cm) Trave 1003 (40 x 60 cm)



Sezione A-A

Assenza Sisma e carichi verticali amplificati

Sisma da sinistra e carichi verticali ridotti

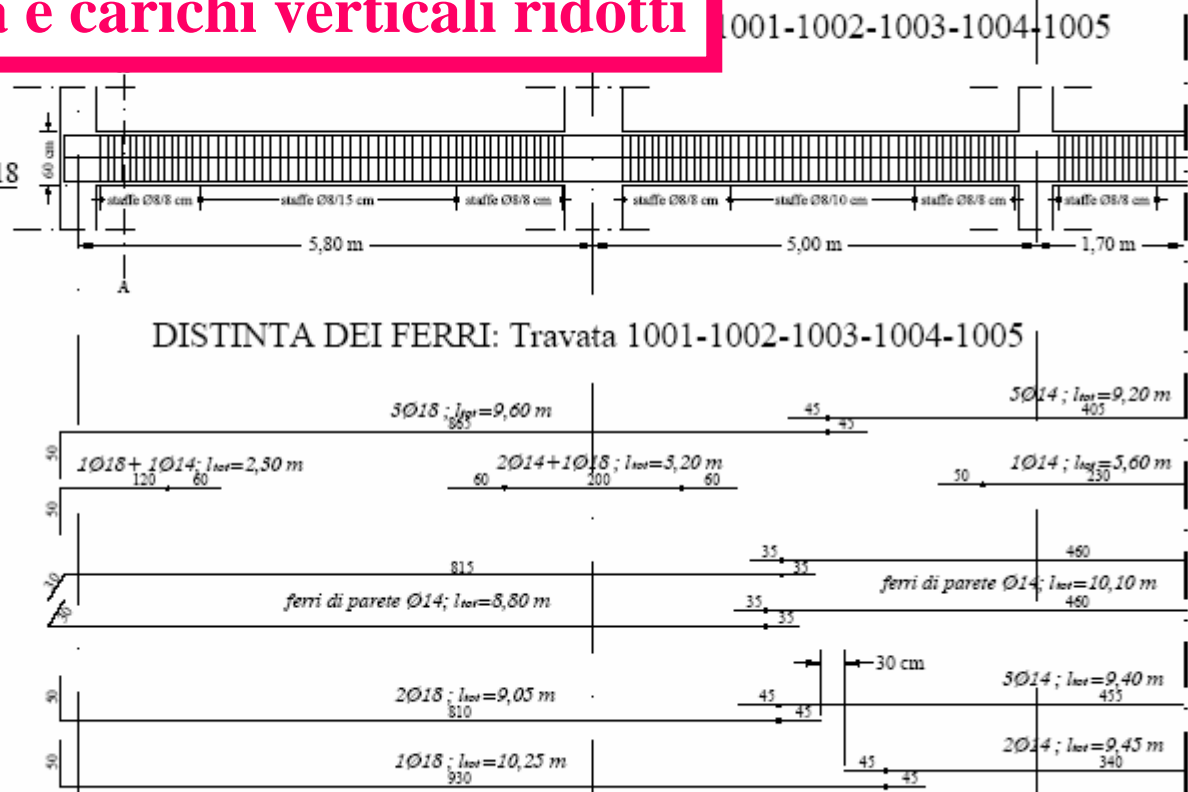
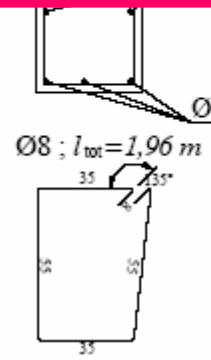


Fig. 2.26 Distinta delle armature-travata 1001-1002-1003-1004-1005; parte sinistra

E. Cosenza – Edifici civili in zona sismica, gennaio 2001

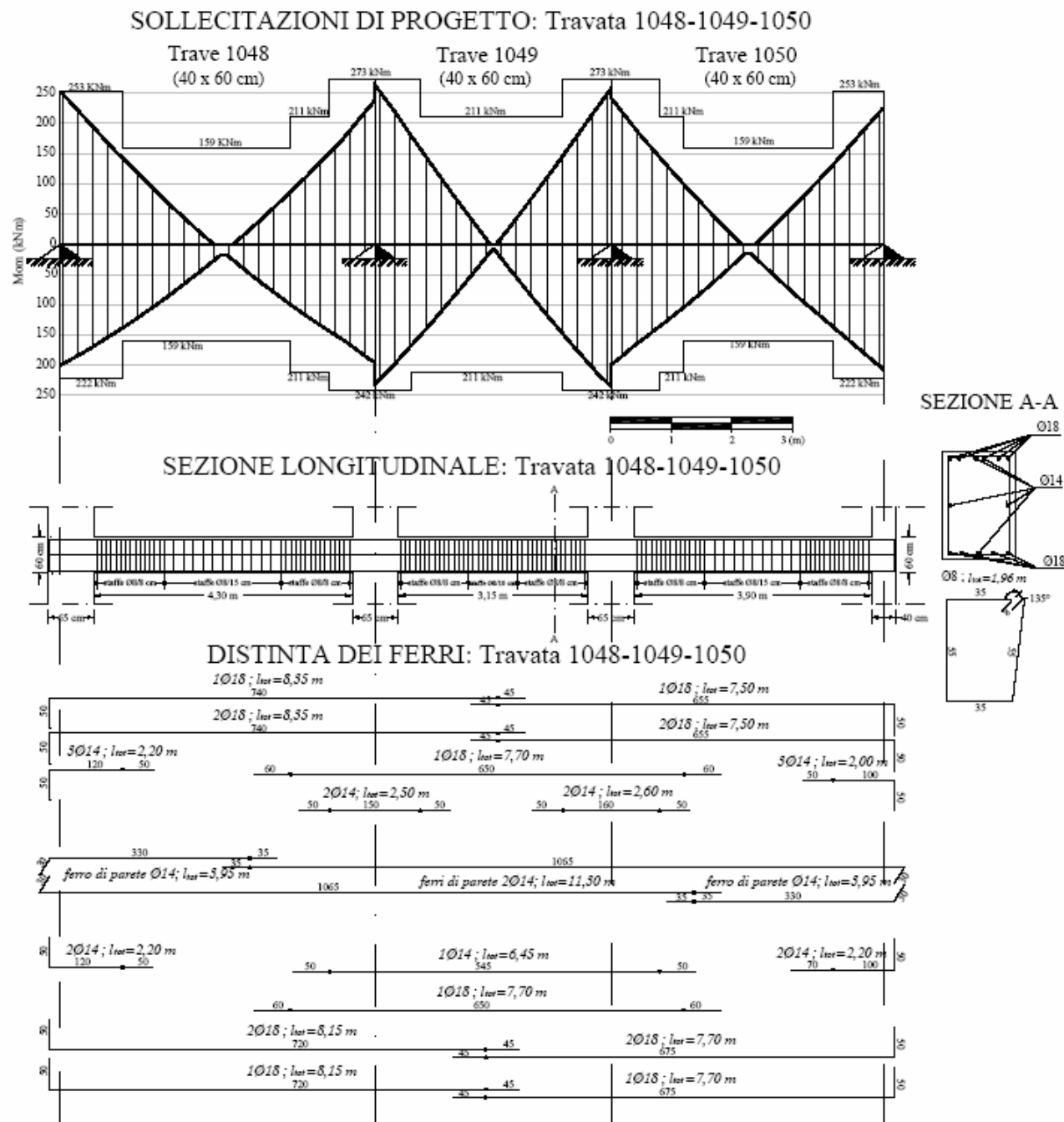


Fig. 2.33 Distinta delle armature-travata 1048-1049-1050

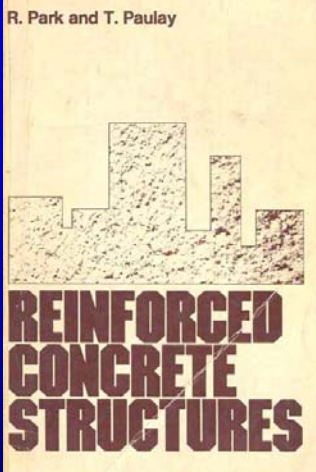
- zona critica nel nodo trave-colonna
- Sistema colonna debole-trave forte
- Zona critica nella colonna



Turchia, Agosto 1999

E. Cosenza – Edifici civili in zona sismica_Pisa, gennaio 2007





Meccanismo di piano

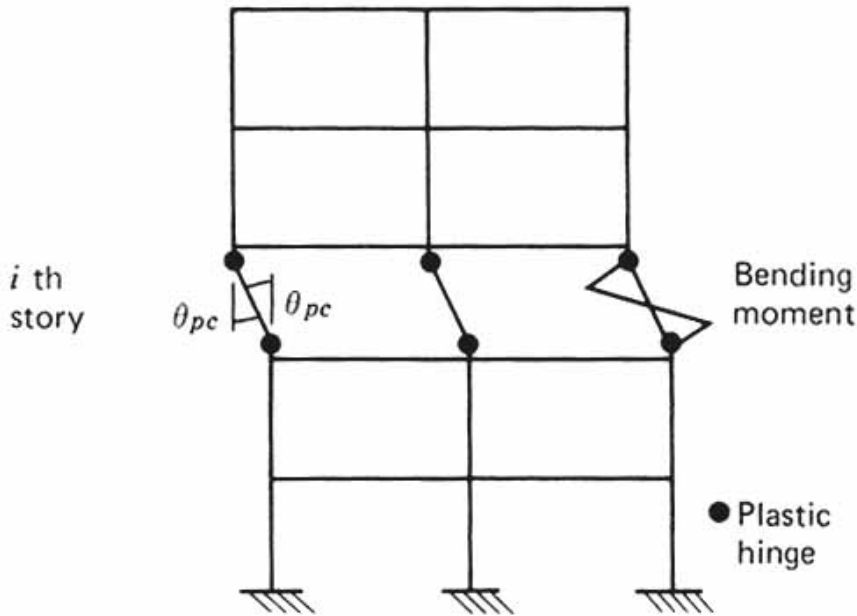


Fig. 11.29. Column sidesway mechanism in i th story

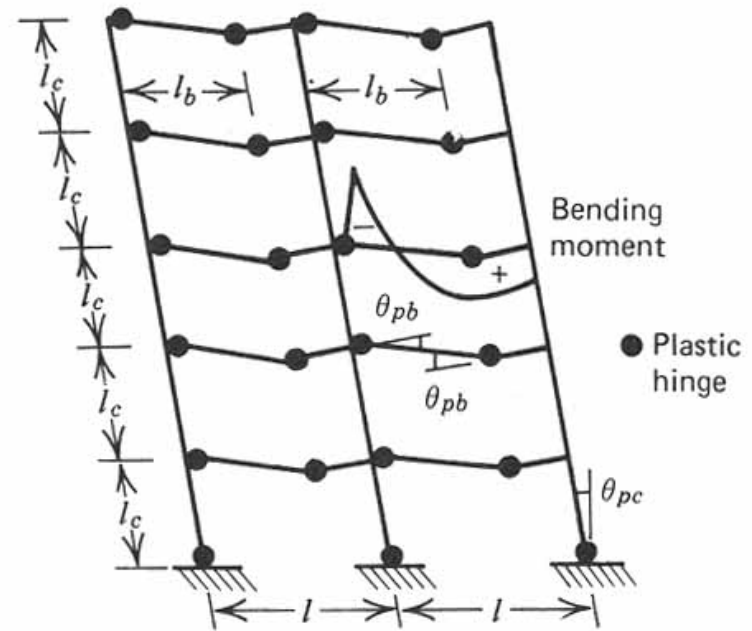


Fig. 11.31. Beam sidesway mechanism.

Meccanismo globale

Meccanismo globale:

20 cerniere plastiche duttili

Poi 3 cerniere plastiche fragili

Meccanismo di piano:

6 cerniere plastiche fragili

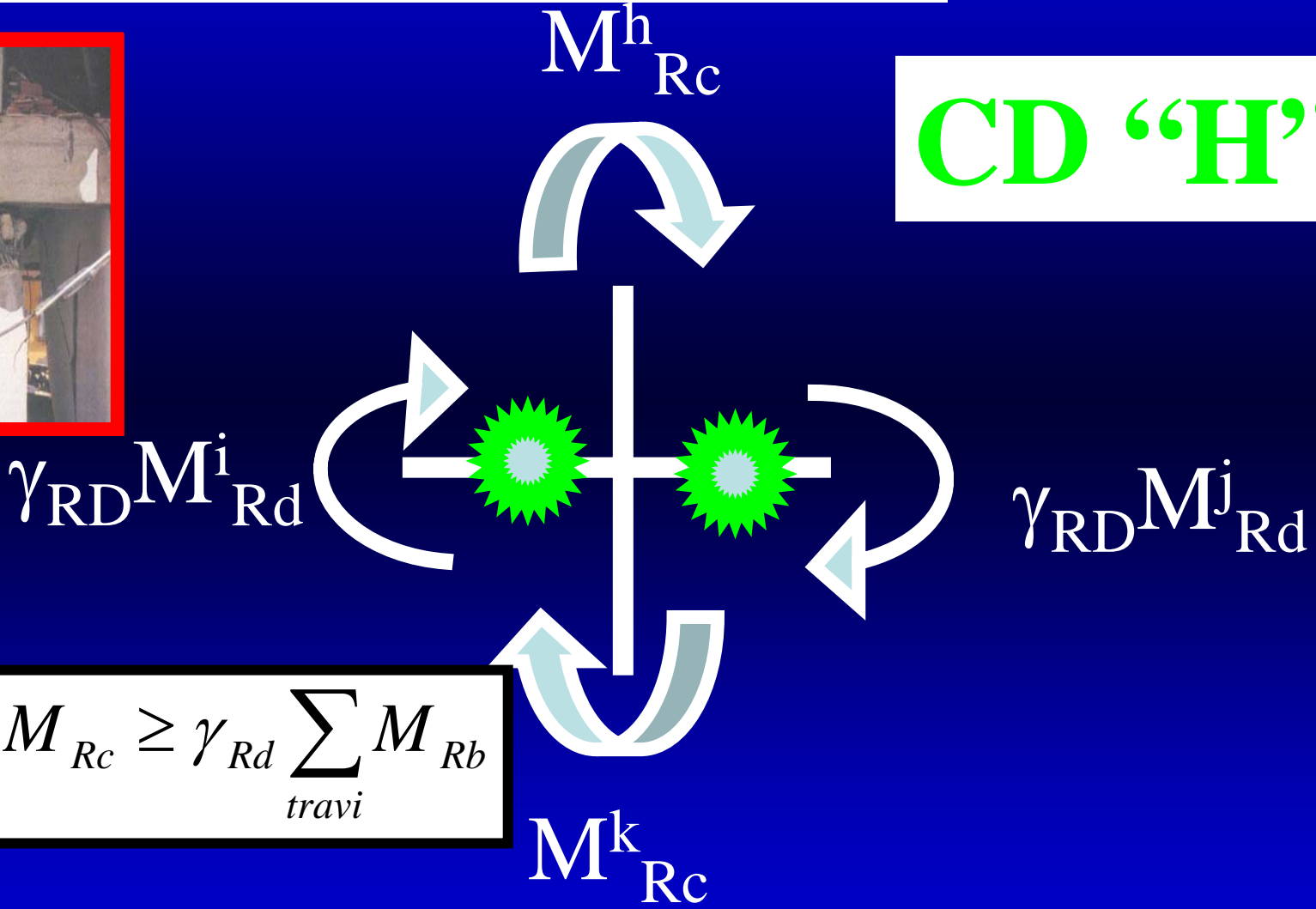
Al fine di evitare la formazione di un meccanismo da piano soffice, caratterizzato da una richiesta plastica fortemente concentrata ad un sol piano, è necessario che in tutti i nodi trave-colonna sia soddisfatta la seguente condizione (*punto 4.4.2.3 – Global and local ductility condition*):

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \tag{2.24}$$

E. Cosenza – Edifici civili in zona sismica _Pisa, genr



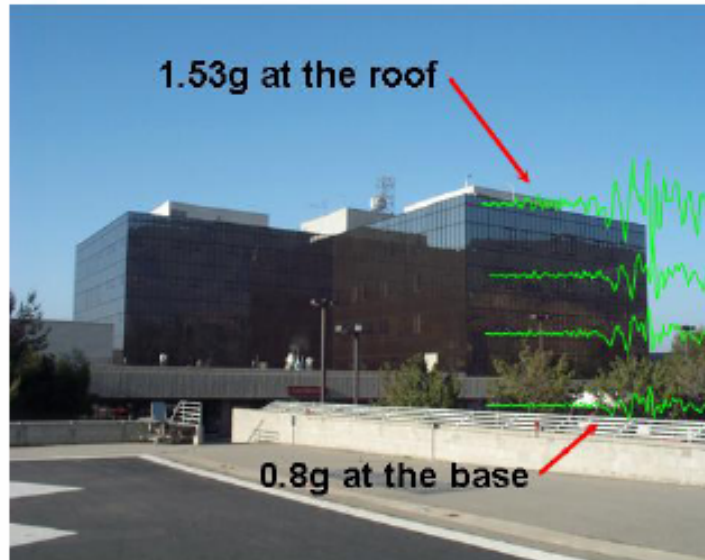
CD “H”



$$\sum_{pilastr\ i} M_{Rc} \geq \gamma_{Rd} \sum_{travi} M_{Rb}$$

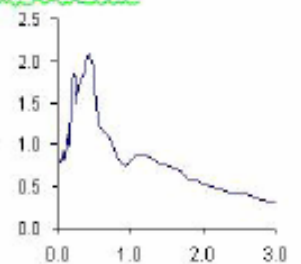
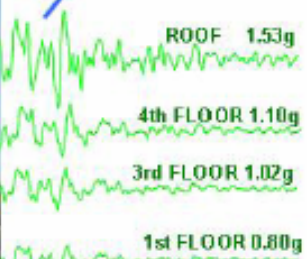
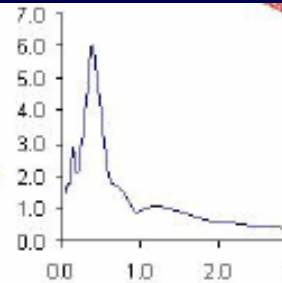


Olive View Medical Center in Sylmar, CA
1994 Northridge earthquake



Olive View Hospital

(Instrumentation by CSM/IF-CGS)
(Photo by E. Cosenza)



E. Cosenza – Edifici civili in zona sismica _Pisa, gennaio 2007





Anche i nodi interni possono essere non confinati perché le travi non hanno tutte le stesse dimensioni



1999 Kocaeli, Turkey

2.13.7 NODO TRAVE-PILASTRO: Verifica di resistenza

La norma prevede che (*punto 5.5.2.3 – Beam-column joints*) il taglio orizzontale che agisce intorno al cuore di un nodo tra travi e pilastri sarà determinato portando in conto le condizioni peggiori sotto le azioni sismiche, vale a dire le condizioni previste dalla gerarchia delle resistenze per le travi che convergono nel nodo ed i valori compatibili minori delle forze di taglio negli elementi che si incrociano.

Espressioni semplificate della suddetta forza orizzontale a taglio agente sul cuore di calcestruzzo dei nodi risultano:

a) per nodi trave-pilastro interni:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_c \quad (2.36)$$

b) per nodi trave-pilastro esterni:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c \quad (2.37)$$

dove:

A_{s1} è l'armatura della trave al lembo superiore;

A_{s2} è l'armatura della trave al lembo inferiore;

V_c è il taglio di progetto nel pilastro nella condizione sismica;

γ_{Rd} è un coefficiente che tiene conto dell'incrudimento dell'acciaio e deve essere non minore di 1,2.

Le forze agenti sul nodo saranno relative alla direzione dell'azione sismica che condiziona in maniera più sfavorevole i valori A_{s1} , A_{s2} e V_c , da utilizzarsi nelle espressioni (2.36) e (2.37).

La compressione diagonale indotta nel nodo relativa al meccanismo di puntone diagonale non dovrà superare la resistenza a compressione del calcestruzzo in presenza di deformazioni trasversali di trazione (*punto 5.5.3.3 – ULS verification and detailing- Beam-column joints*). In assenza di un modello più accurato, tale prescrizione potrà essere verificata soddisfacendo le seguenti regole:

a) In un nodo trave-pilastro interno deve essere soddisfatta la seguente verifica:

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta} b_j h_c} \quad (2.38)$$

dove: $v_1 = 0,7(1 - f_{ck} / 250) = 0,7(1 - 30 / 250) = 0,616$;

$\eta = 0,7(1 - f_{ck} / 250)$;

v_d è lo sforzo assiale normalizzato nel pilastro al di sopra del nodo ($v_d = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$);

V_{jhd} è dato dalle espressioni (2.36) e (2.37) rispettivamente e la larghezza efficace del nodo b_j è:

- se $b_c > b_w$: $b_j = \min\{b_c; (b_w + 0,5 \cdot h_c)\}$; (2.39)

- se $b_c < b_w$: $b_j = \min\{b_w; (b_c + 0,5 \cdot h_c)\}$ (2.40)

b) In corrispondenza dei nodi trave-pilastro esterni V_{jhd} deve essere inferiore all'80% del valore dato dal secondo membro dell'espressione (2.38).

Inoltre al nodo deve essere fornito un adeguato confinamento (sia orizzontale che verticale) al fine di limitare la tensione massima di trazione nel calcestruzzo alla f_{ctd} . In assenza di un modello più accurato, questa prescrizione può essere soddisfatta prevedendo all'interno del nodo staffe orizzontali con un diametro non inferiore ai 6 mm, tali che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}}\right)^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad (2.41)$$

dove: A_{sh} è l'area totale delle staffe orizzontali;

V_{jhd} è dato dalle espressioni (2.36) e (2.37);

h_{jw} è la distanza tra il lembo superiore della trave e l'armatura al lembo inferiore;

h_{jc} è la distanza tra i piani estremi dell'armatura del pilastro;

b_j è definita sopra;

v_d è lo sforzo assiale normalizzato del pilastro immediatamente superiore ($v_d = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$);

f_{ctd} è il valore della resistenza a trazione di progetto in accordo a quanto riportato in EN 1992-1-1:2004.

In alternativa a quanto sopra detto l'integrità del nodo dopo la fessurazione diagonale può essere assicurata dalle staffe orizzontali. A questo fine deve essere assicurata al nodo la seguente area totale:

a) Per i nodi interni:

$$A_{sh} f_{yd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8 v_d) \quad (2.42)$$

b) Per i nodi esterni:

$$A_{sh} f_{yd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0,8 v_d) \quad (2.43)$$

dove γ_{Rd} è eguale ad 1,2 e lo sforzo assiale normalizzato v_d è relativo al pilastro sopra il nodo nell'espressione (2.42) o al pilastro sotto il nodo nell'espressione (2.43).

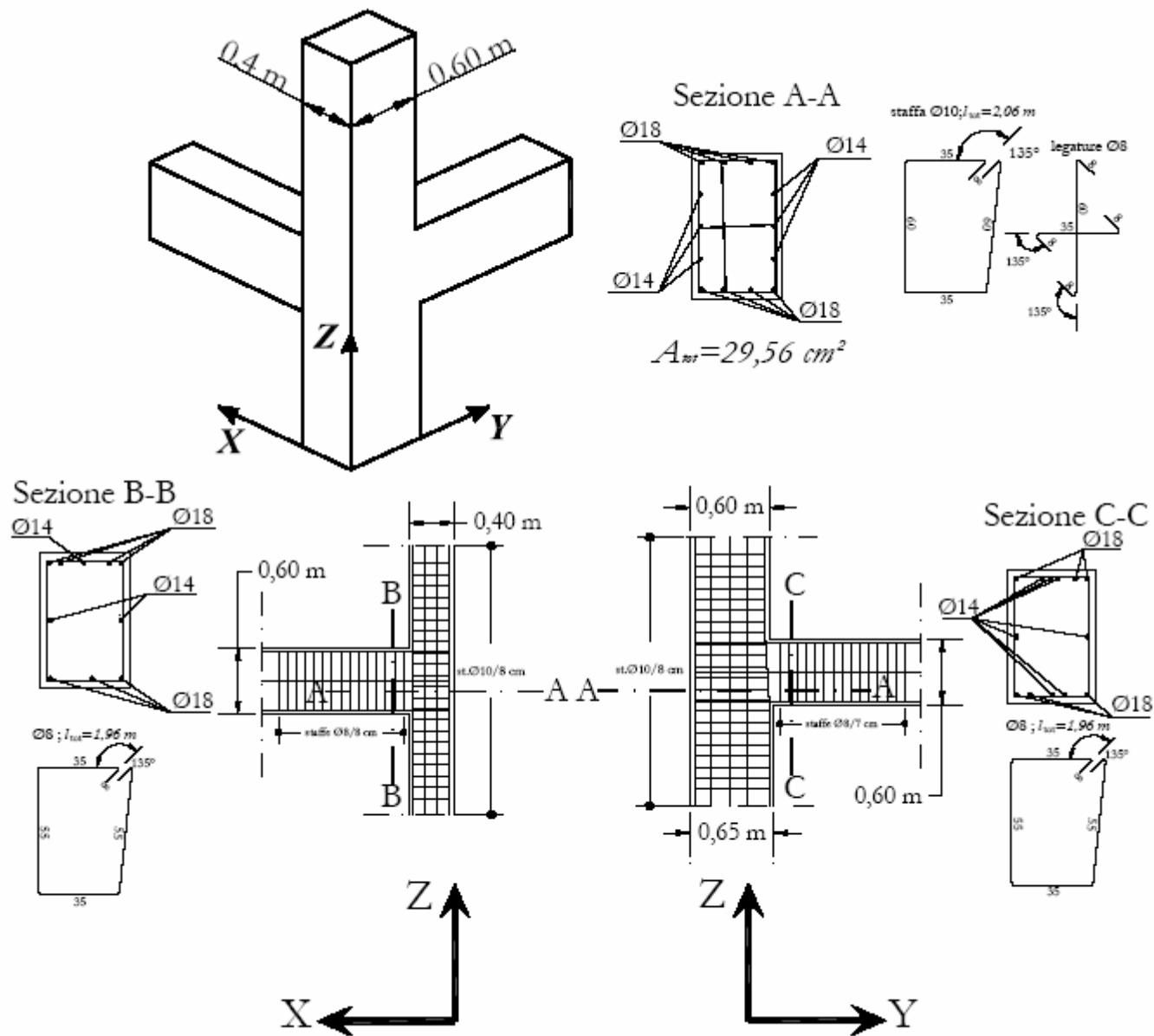


Fig. 2.41 Particolare del "nodo non confinato"

2.12 CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI

Per l'edificio in esame la verifica degli spostamenti è risultata particolarmente gravosa tanto da condizionare la geometria dello stesso; per questo motivo tale verifica viene anteposta alla verifica allo stato limite ultimo.

La r
di

Displacement analysis

Coerente con definizione di fattore di struttura

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (2.13)$$

dove: d_s è lo spostamento di un punto del sistema strutturale indotto dall'azione sismica di progetto;

q_d è il fattore di struttura per gli spostamenti, assunto uguale a q a meno che non sia altrove specificato;

d_e è lo spostamento dello stesso punto del sistema strutturale determinato mediante analisi lineare sulla base dello spettro di progetto.

Per edifici aventi elementi non strutturali di materiale fragile collegati alla struttura deve essere osservata la seguente limitazione (*punto 4.4.3.2 – Limitation of interstorey drift*):

$$d_r \cdot v \leq 0,005h$$

$$\mathbf{d_r/h = \text{parametro di danno}} \quad (2.14)$$

dove: h è l'altezza di piano;

d_r è lo spostamento di interpiano di progetto valutato quale differenza degli spostamenti laterali medi d_s in sommità ed al piede del piano in esame;

v è il fattore di riduzione che tiene conto del più basso periodo di ritorno dell'azione

Diverso periodo di ritorno fra SLU e SLD

ultimo.

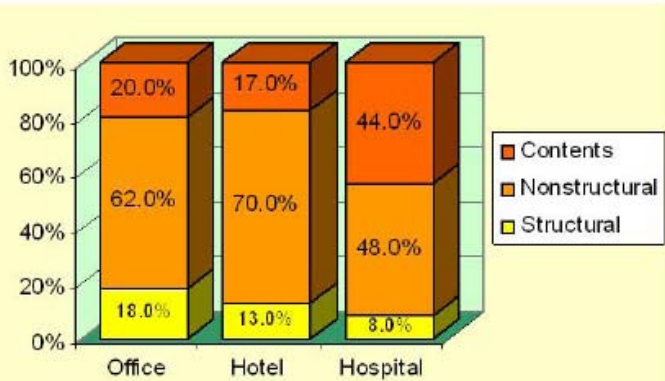
L'EC8, per edifici in classe di importanza (classe in cui ricade l'edificio in esame), consiglia il valore $v=0,5$.

Prospetto 2.20 Spostamenti di interpiano secondo X

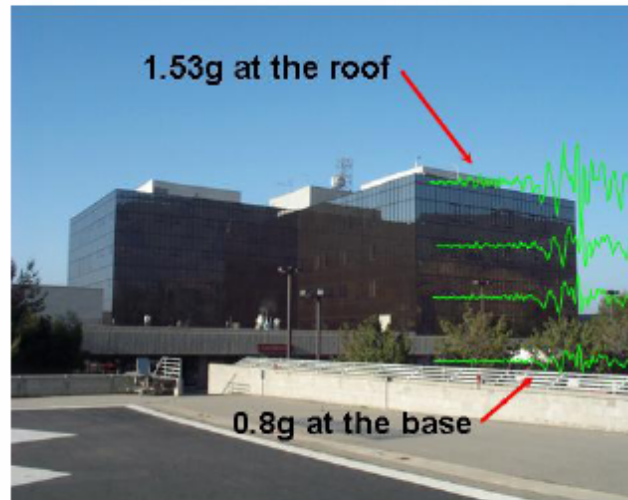
Livello	(P1+P3)/2				
	E_X	E_Y	$E_X+30\%E_Y$	Alt. di piano h	d_r/h
	(m)	(m)	(m)	(m)	
I	0,01253	0,00492	0,01400	4	0,00350
II	0,01314	0,00535	0,01474	3	0,00461
III	0,01217	0,00504	0,01369	3	0,00428
IV	0,00836	0,00351	0,00941	3	0,00294

Prospetto 2.21 Spostamenti di interpiano secondo Y

Livello	(P1+P2)/2				
	E_X	E_Y	$E_Y+30\%E_X$	Alt. di piano h	d_r/h
	(m)	(m)	(m)	(m)	
I	0,00005	0,01371	0,01373	4	0,00343
II	0,00000	0,01349	0,01350	3	0,00422
III	0,00000	0,01224	0,01224	3	0,00382
IV	0,00002	0,00838	0,00839	3	0,00262

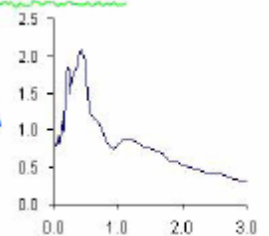
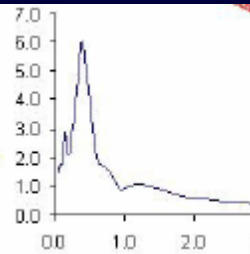


Olive View Medical Center in Sylmar, CA
1994 Northridge earthquake



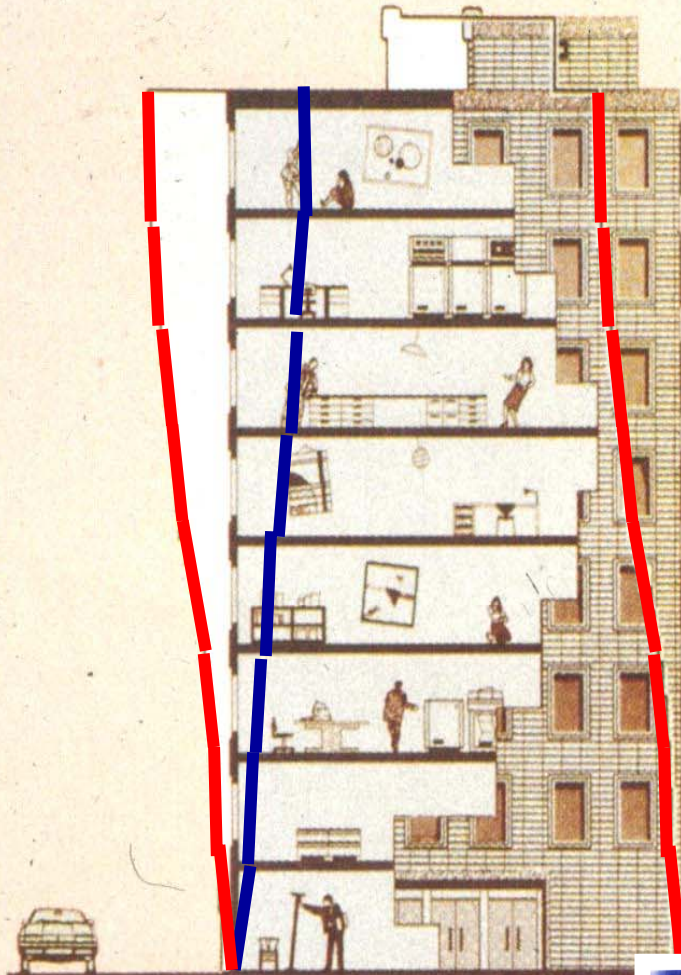
Olive View Hospital

(Reconstruction by CSVIP-CGS)
(Photo by E. D'Alvando)

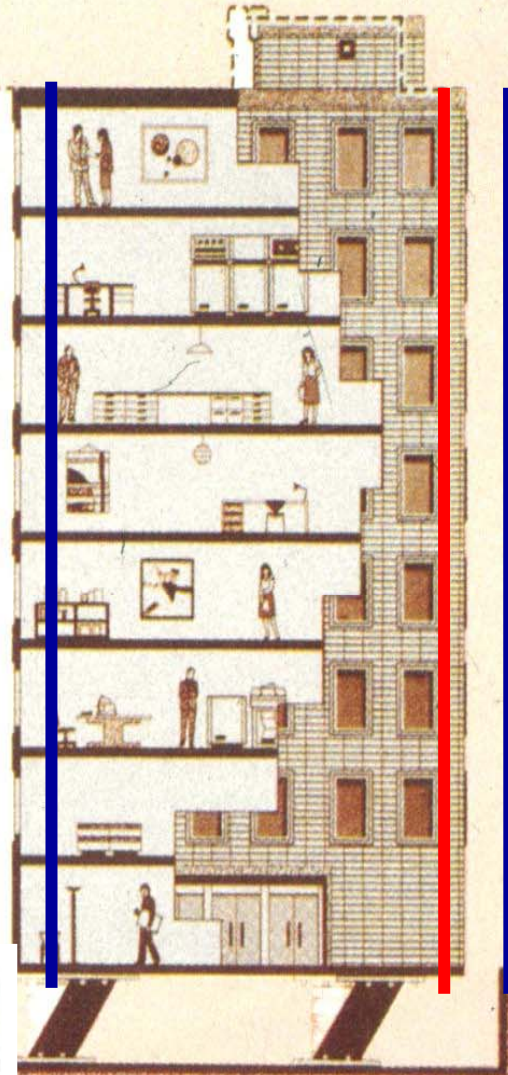
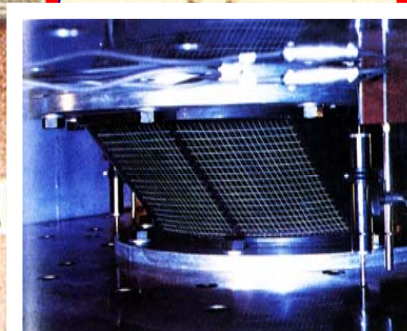


NUOVE TECNOLOGIE: ISOLAMENTO alla Base

E. Cosenza – Edifici civili in zona sismica _Pisa, gennaio 20



CONVENTIONA
BUILDING



BASE ISOLATED
BUILDING

California: edificio (Policlinico Universitario) isolato



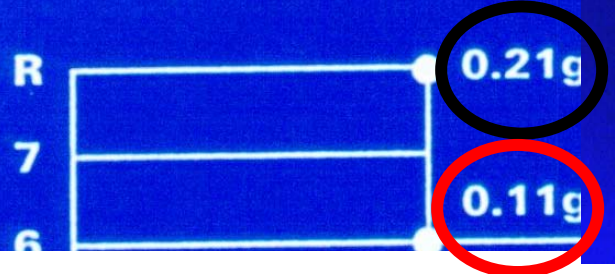
1 gennaio 2007

Verifica "sperimentale": Il terremoto di Northridge

N-S Response of USC Hospital



USC University Hospital CSMIP Recorded Accelerations North - South Direction



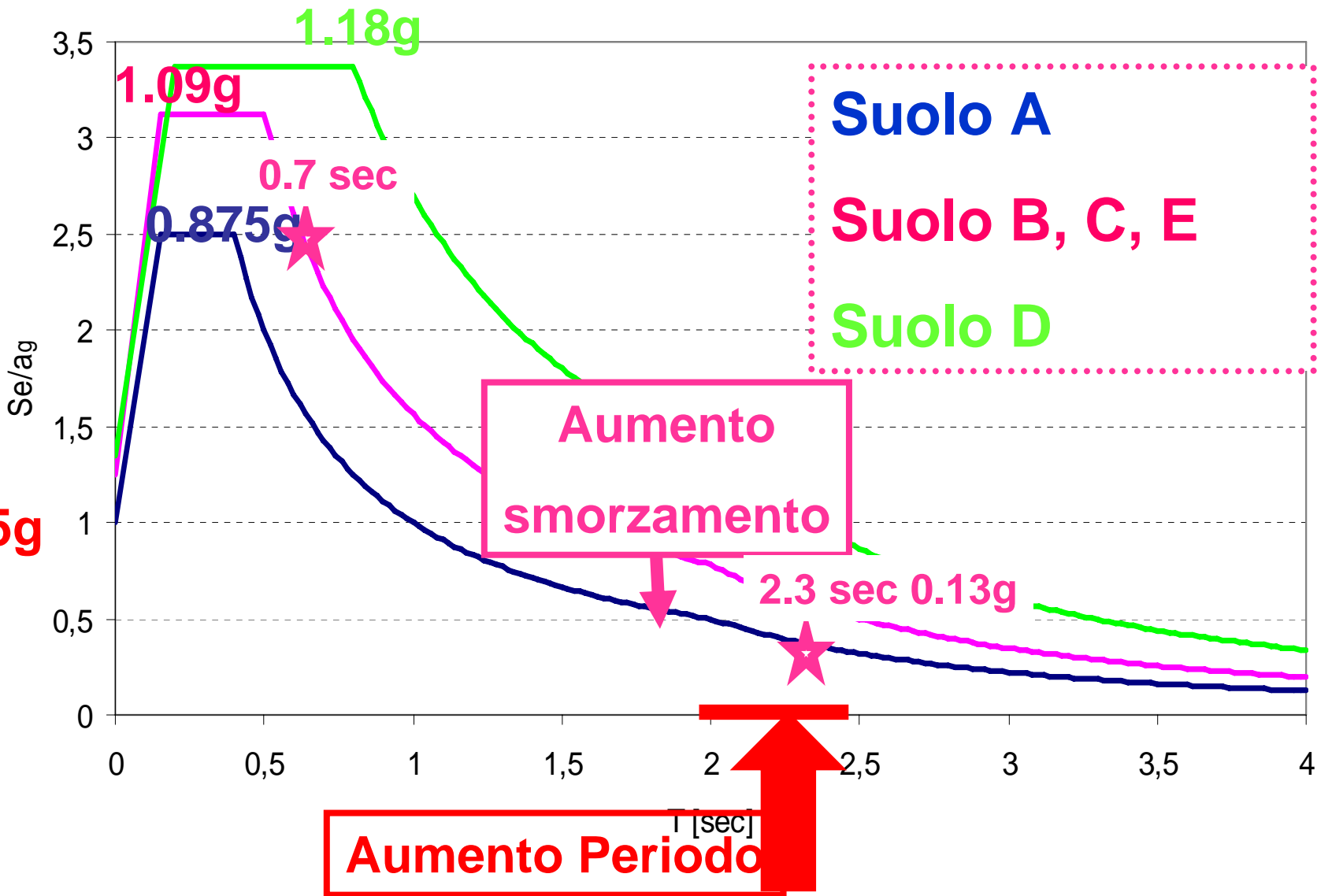
FORTISSIMA RIDUZIONE DEGLI EFFETTI !

**Distribuzione uniforme
(non triangolare) delle azioni**

**Irregolarità
strutturale**

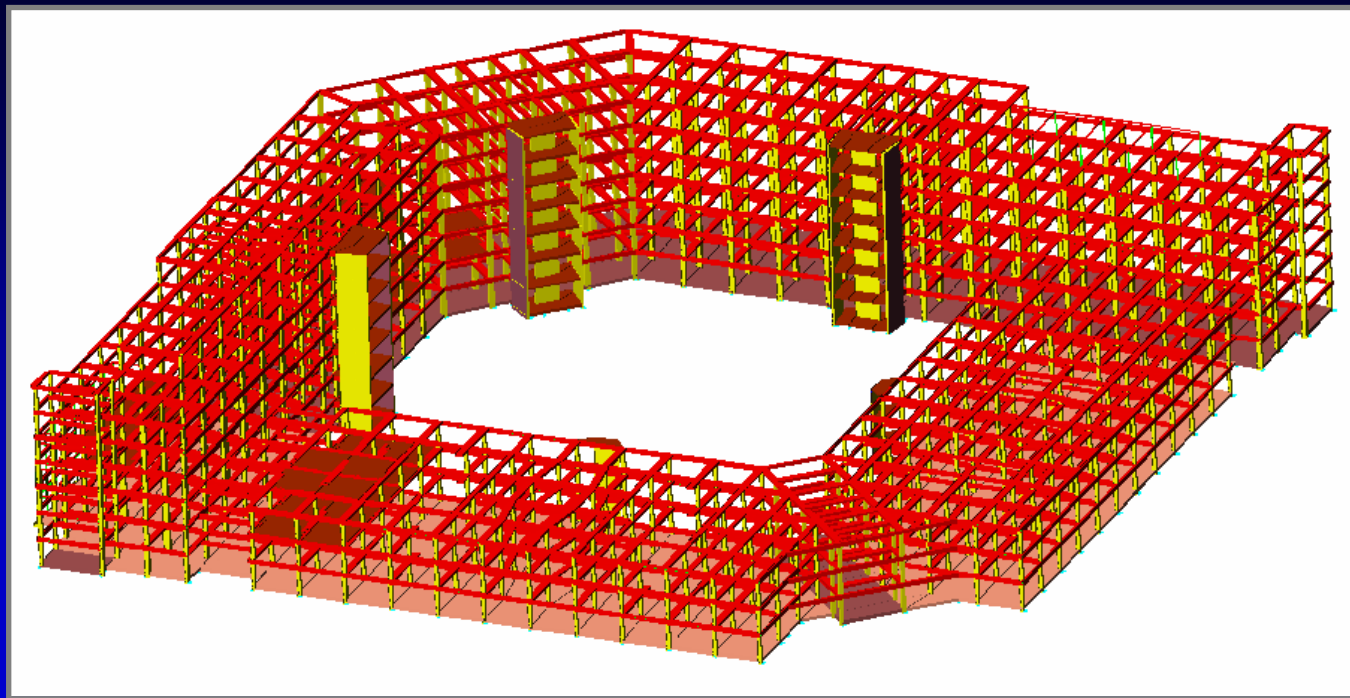


Spettri elastici zona 1





Ospedale del Mare, Ponticelli II , NAPOLI



E. Cosenza – Edifici civili in zona sismica _Pisa, gennaio 2007



E. Cosenza – Edifici civili in zona sismica _Pisa, gennaio 2007



E. Cosenza – Edifici civili in zona sismica _Pisa, gennaio 2007



Analisi Prestazioni Strutturali



HDRBs

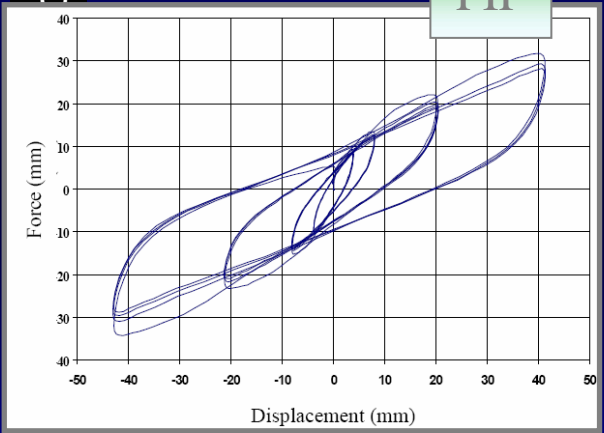
Rubber Compound

N=Normal

H=Hard

$$T_{target} = 2.5 \text{ sec}$$

FIP



Mechanical Properties	SI-N	SI-H
Compressive strength (N/mm ²)	15.5	15.5
Ultimate elongation (%)	350	300
Shear modulus (N/mm ²)	0.80±0.12	1.40±0.21
Equivalent viscous damping (%)	15	15

$$D_{max} = 24.3 \text{ cm}$$

Device Diameter (mm)	Number of Devices	Horizontal Stiffness K _h (kN/mm)	Vertical Stiffness K _v (kN/mm)	Horizontal-to-Vertical Stiffness Ratio	Primary Shape Factor (S ₁)	Secondary Shape Factor (S ₂)
600	115	1.51	1802	1195	24,58	3,93
650	124	2.98	2472	830	26,67	4,10
800	88	4.89	3949	808	24,69	5,49

Totale: 327

> 800

> 12

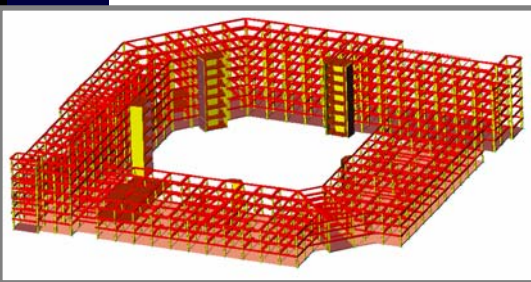
> 4

OSPEDALE DEL MARE

107.000 tonnellate di peso appoggiate su 327 isolatori in gomma e acciaio

**ASTALDI 60%, GIUSTINO 30%, Altri 10%
*SIEMENS***

CIRCA 200 MILIONI DI EURO DI OPERE



**53% PUBBLICI
47% PRIVATI**

GESTIONE 25 ANNI



APERTURA: MARZO 2009

E. Cosenza – Edifici civili in zona sismica _Pisa, gennaio 2007



Gennaio 2007

Progetto strutturale di edifici civili in zona sismica

Edoardo Cosenza, Giuseppe Maddaloni, Gennaro Magliulo
Università di Napoli Federico II *Pisa, Gennaio 2007*

**Segnalazione errori:
cosenza@unina.it**

