Principi di progettazione in zona sismica

Edoardo Cosenza

Dipartimento di Ingegneria Strutturale
Università di Napoli Federico II

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli
Frattamaggiore
16 Gennaio 2007

Strutture in zona sismica

EUROCODICI

ORDINANZA DPC

"TESTO UNICO"

DM 1996

"TESTO UNICO"

5.7. PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LA PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

5.7.1. REQUISITI DI SICUREZZA E CRITERI DI VERIFICA

5.7.1.1 Oggetto delle norme

Il presente paragrafo riguarda particolari prescrizioni relative alle nuove opere soggette anche all'azione sismica. Possono servire per la valutazione della sicurezza e la progettazione di interventi di consolidamento, riparazione, miglioramento ed adeguamento di strutture esistenti. Le norme hanno per obiettivo la salvaguardia della vita umana, la limitazione dei danni, il mantenimento della funzionalità delle strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

Il Committente ed il Progettista di concerto, nel rispetto dei livelli di sicurezza stabiliti nella presente norma, possono fare riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali, nella letteratura tecnica consolidata, negli allegati 2 e 3 alla OPCM del 20 marzo 2003 n.3274 e successive modifiche ed integrazioni.

"TESTO UNICO"

3.2.	AZIONE SISMICA	pag.	35
3.2.1.	Categorie di suolo di fondazione	pag.	35
3.2.2.	Calcolo dell'azione sismica	pag.	36
3.2.3.	Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni	pag.	43
3.2.4.	Strutture con dispositivi antisismici	pag.	44
3.2.5.	Aspetti particolari dell'azione sismica per i ponti e opere di grande estensione	pag.	45
5.7.	PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LA PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE	pag.	201
5.7.1.	Requisiti di sicurezza e criteri di verifica	pag.	201
5.7.2.	Prescrizioni relative ai terreni di fondazione	pag.	201
5.7.3.	Livelli di protezione sismica	pag.	202
5.7.4.	Caratteristiche generali degli edifici	pag.	202
5.7.5	Considerazione di elementi secondari non strutturali	pag.	204
5.7.6.	Impianti	pag.	204
5.7.7.	Verifiche di sicurezza	pag.	204
5.7.8.	Edifici in cemento armato	pag.	206
5.7.9.	Edifici con struttura prefabbricata	pag.	207
5.7.10.	Edifici in acciaio	pag.	207
5.7.11.	Prescrizioni particolari per gli edifici in muratura	pag.	209
5.7.12.	Prescrizioni particolari per gli edifici con struttura in legno	pag.	211
5.7.13.	Particolari prescrizioni per gli edifici con isolamento sismico	pag.	212
5.7.14.	Edifici esistenti	pag.	213
5.7.15.	Prescrizioni particolari per l'altezza degli edifici	pag.	213

EDIFICI ESISTENTI 11.2.1 Requisiti di sicurezza

Stato Limite di Danno Limitato: i danni alla struttura sono di modesta entità senza significative escursioni in campo plastico. Resistenza e rigidezza degli elementi portanti non sono compromesse e non sono necessarie riparazioni. Gli elementi non strutturali presentano fessurazioni diffuse suscettibili di riparazioni di modesto impegno economico. Le deformazioni residue sono trascurabili. **Evento con T=72 anni, 50% in 50 anni**

Stato Limite di Danno Severo: la struttura presenta danni importanti, con significative riduzioni di resistenza e di rigidezza laterali. Gli elementi non strutturali sono danneggiati ma senza espulsione di tramezzi e tamponature. Data la presenza di deformazioni residue la riparazione risulta in genere non conveniente. **Evento con T=475 anni, 10% in 50 anni**

Stato Limite di Collasso: la struttura è fortemente danneggiata, con ridotte caratteristiche di resistenza e rigidezza laterali residue, appena in grado di sostenere i carichi verticali. La maggior parte degli elementi non strutturali sono distrutti. L'edificio presente un fuori piombo significativo e non sarebbe in grado di subire senza collasso ulteriori, anche modeste, acccelerazioni al suolo.

Gli Stati Limite di Danno Severo e di Danno Limitato corrispondono agli SLU e SLD definiti per gli edifici di nuova costruzione. Lo Stato Limite di Collasso corrisponde ad un azione di progetto più elevata, caratterizzata da una più bassa probabilità di superamento, non superiore al **2% in 50 anni** …

EDIFICI ESISTENTI 11.2.1 Requisiti di sicure

Stato Limite di Danno Limitato: i danni alla struttur
entità senza significative escursioni in campo plastico. R
degli elementi portanti non sono compromesse e no
Gli elementi non strutturali presentano fessuraz
riparazioni di modesto impegno economic
trascurabili. **Evento con T=72 a**

Stato Limite di Danno Se
significative riduzioni di res
strutturali sono danneg . Data
la presenza di defo
conveniente. **E**

Stato L
car anneggiata, con ridotte
, appena in grado di
gli elementi non strutturali sono
significativo e non sarebbe in grado
modeste, accelerazioni al suolo.

e di Danno Limitato corrispondono agli
ifici di nuova costruzione. Lo Stato Limite di
azione di progetto più elevata, caratterizzata da una
di superamento, non superiore al **2% in 50 anni** …

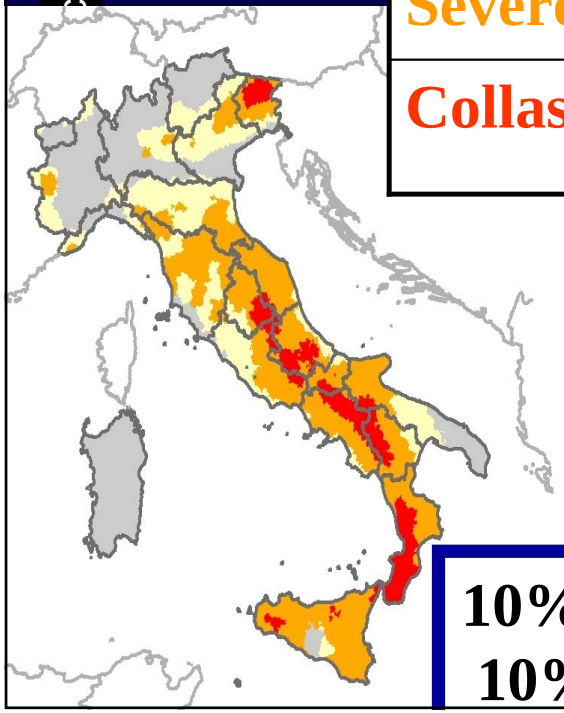
IMPOSTAZIONE TOTALMENTE PROBABILISTICA
METODO AGLI STATI LIMITE
Progettazione a danno
probabilisticamente controllato

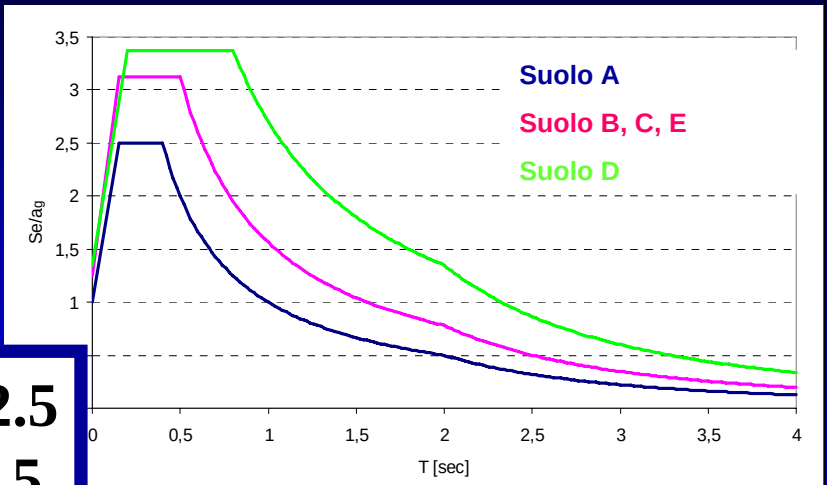
STATI LIMITE SISMICI

Stato Limite	Stato Struttura	**Acceleler. progetto**	Limitazioni	**Prob. superam. in 50 anni**	**Periodo ritorno in anni**
Danno Leggero	Agibile	$\mathbf{a_g}$ / **2.5**	$d_r/h<0.005$	**50%**	**72**
Danno Severo	conviene demolire	$\mathbf{a_g}$	$\theta<0.75\theta_u$	**10%**	**475**
Collasso	non resiste a replica	**1.5**$\mathbf{a_g}$	$\theta<\theta_u$	**2%**	**2500**

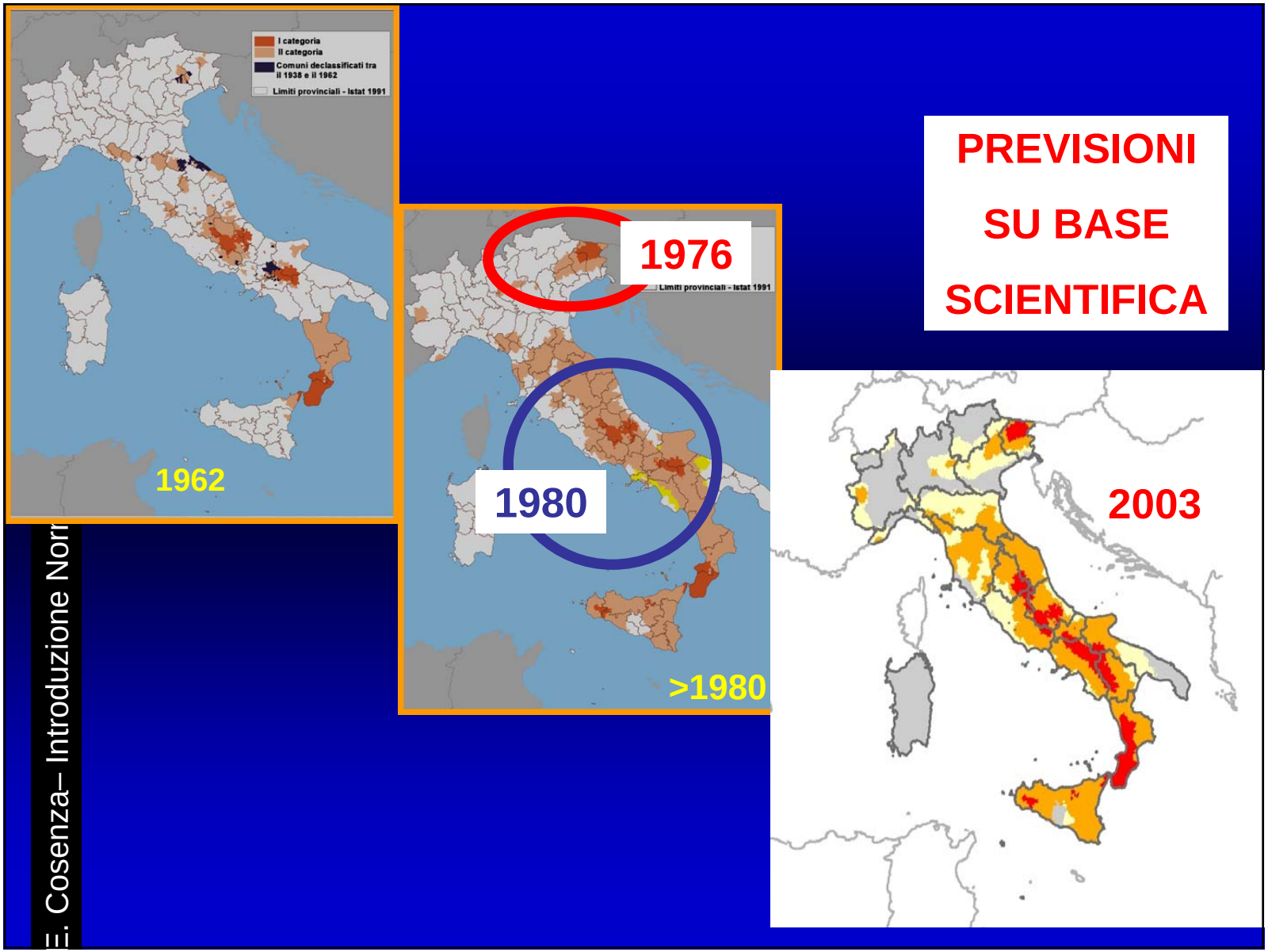
LIVELLI DI PROTEZIONE FUTURA IN ITALIA

Stato Limite	Suolo A	Suoli B, C, E	Suolo D	Probabilità superamento in 50 anni
Danno Leggero	0.14g 0.06g, 0.10g	0.175g 0.075g,0.125g	0.189g 0.081g,0.135g	50%
Danno Severo	0.35g 0.15g, 0.25g	0.438g 0.188g,0.313g	0.473g 0.203g,0.338g	10%
Collasso	0.525g 0.225g, 0.375g	0.656g 0.281g,0.469g	0.709g 0.304g,0.506g	2%



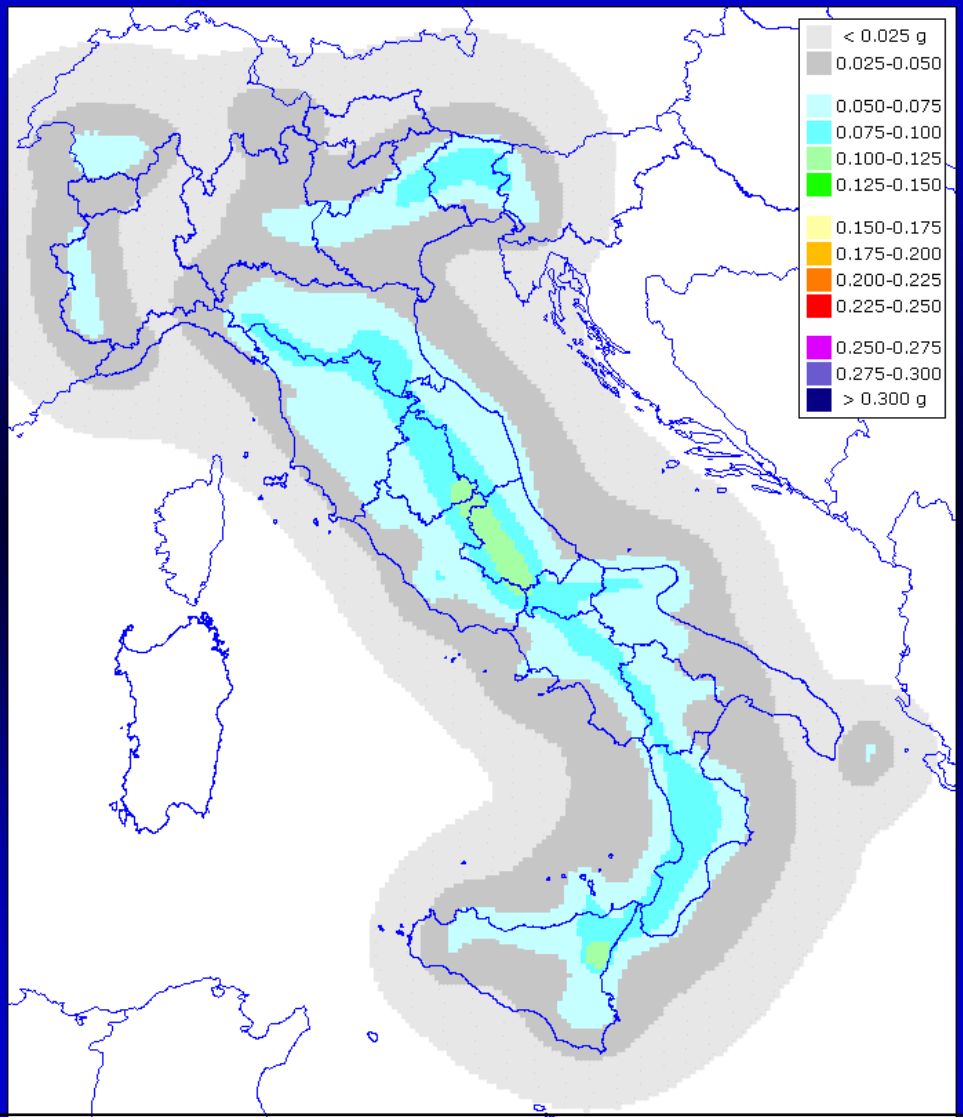


10%-50%:2.5
10%-2%:1.5


I categoria
II categoria
Comuni declassificati tra il 1938 e il 1962
Limiti provinciali - Istat 1991
1962
1976
Limiti provinciali - Istat 1991
1980
>1980
PREVISIONI
SU BASE
SCIENTIFICA
2003
E. Cosenza– Introduzione Norr

50mo perc.
50% in 50 anni
(T=72)

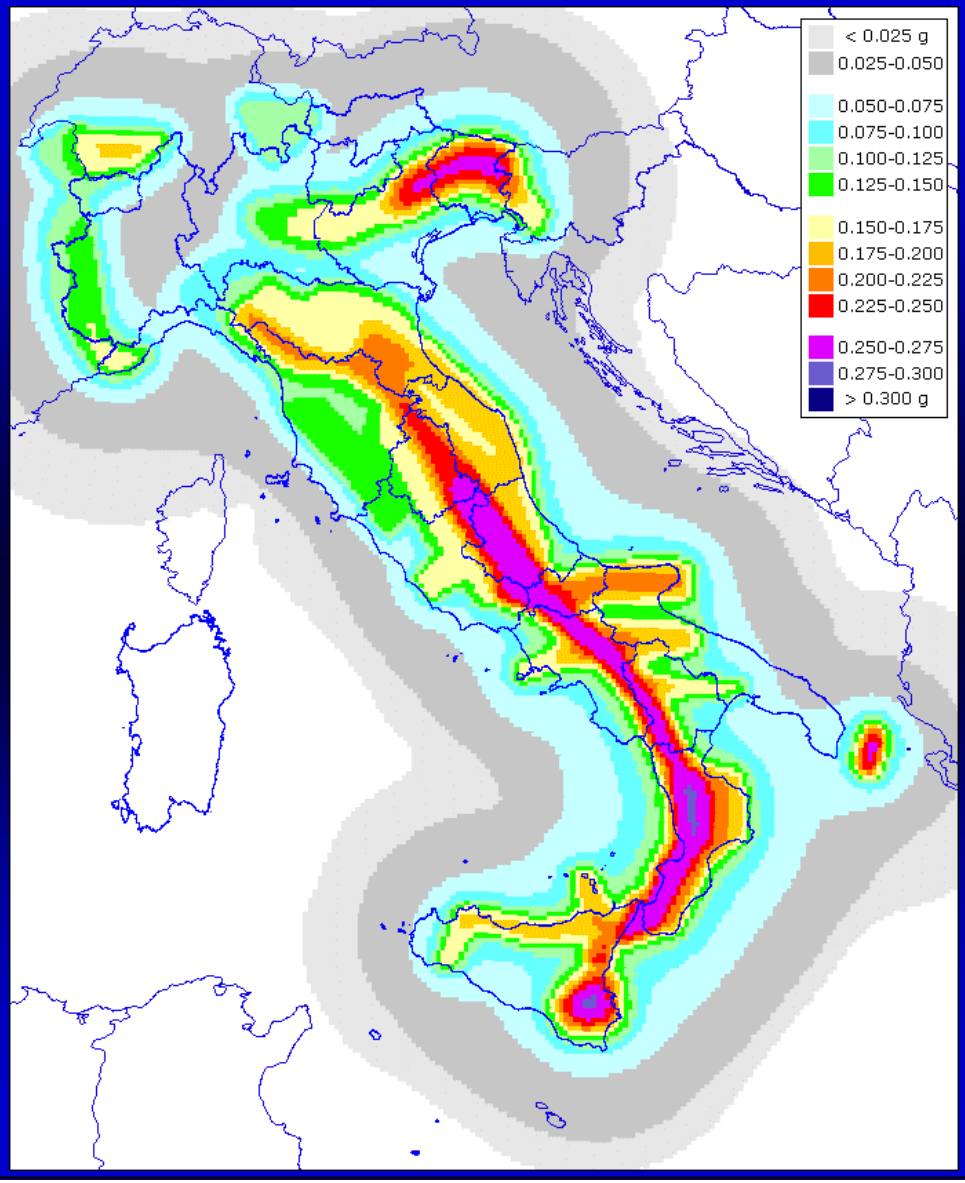
PGA max = 0.135



50mo perc.
10% in 50 anni
(T=475)

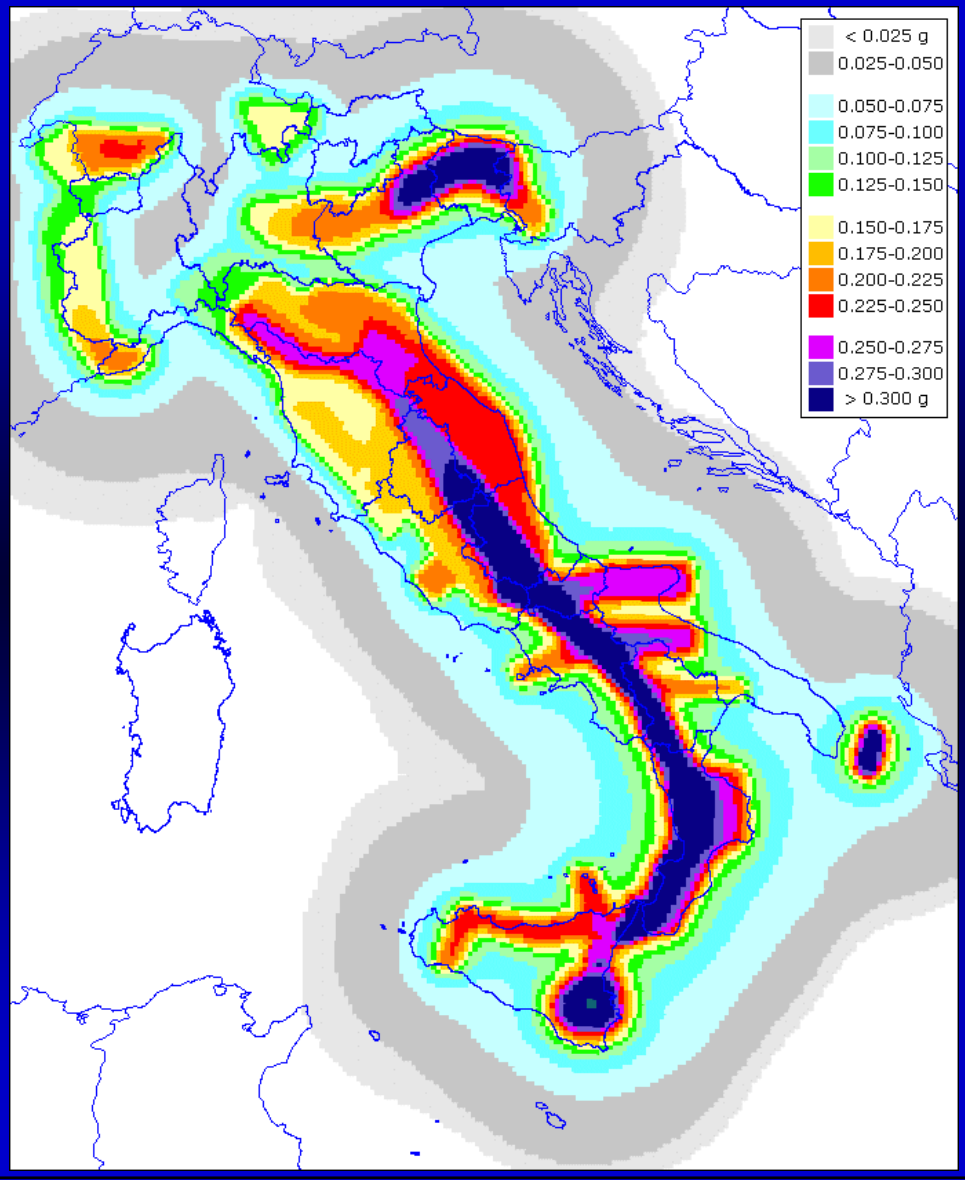
MPS2004 !!!

PGA max = 0.278



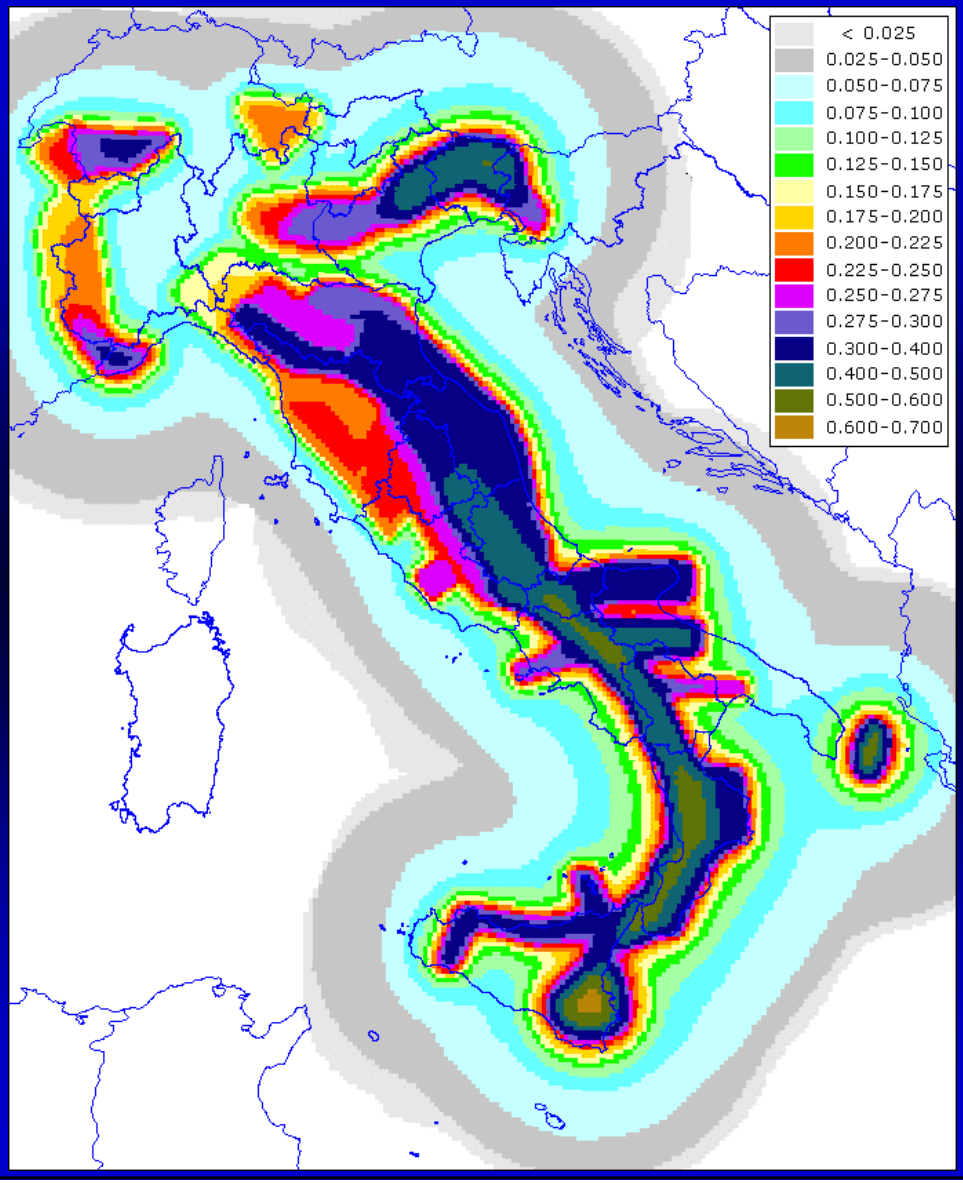
50mo perc.
5% in 50 anni
(T=1000)

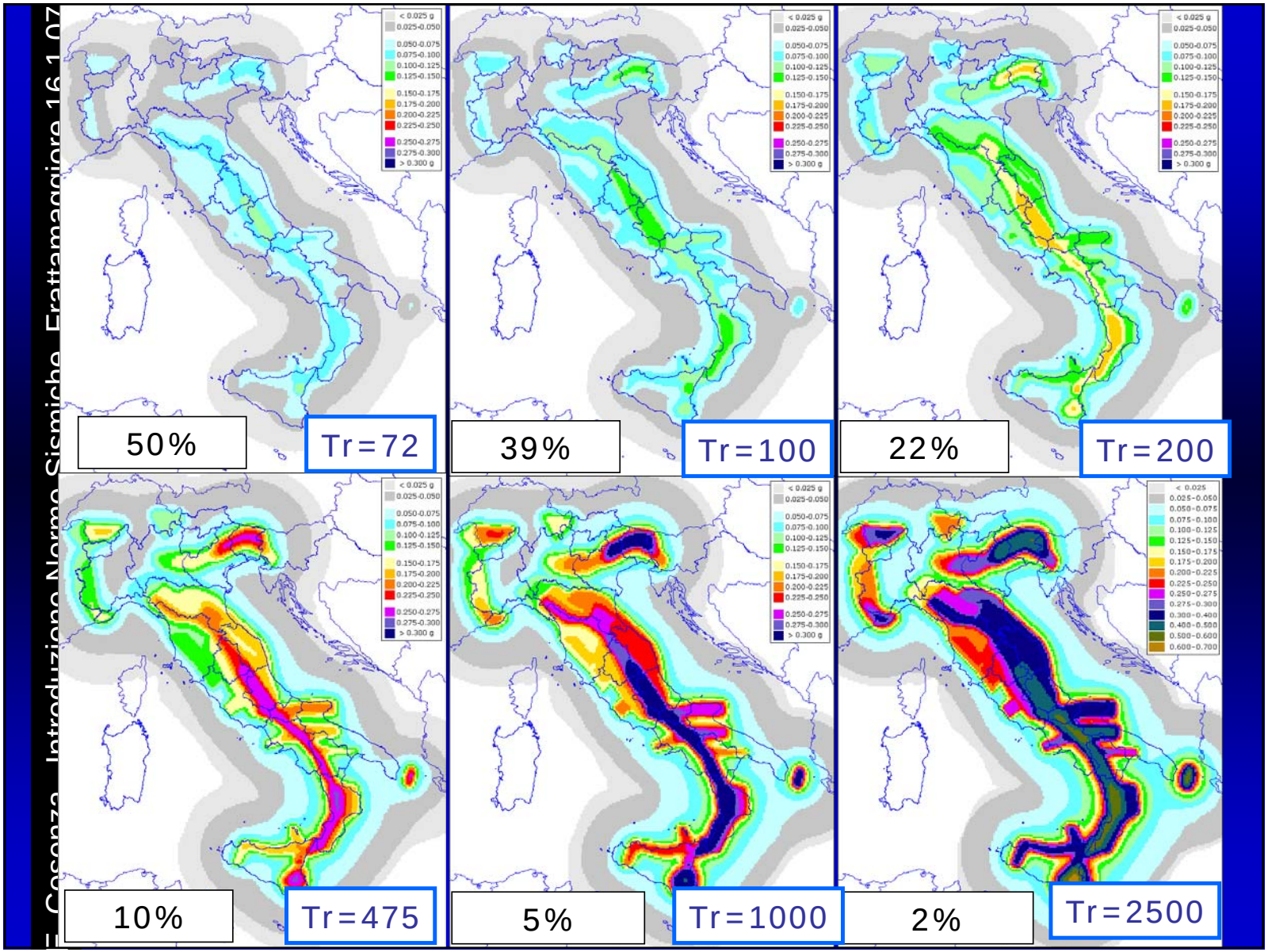
PGA max = 0.403



50mo perc.
2% in 50 anni
(T=2500)

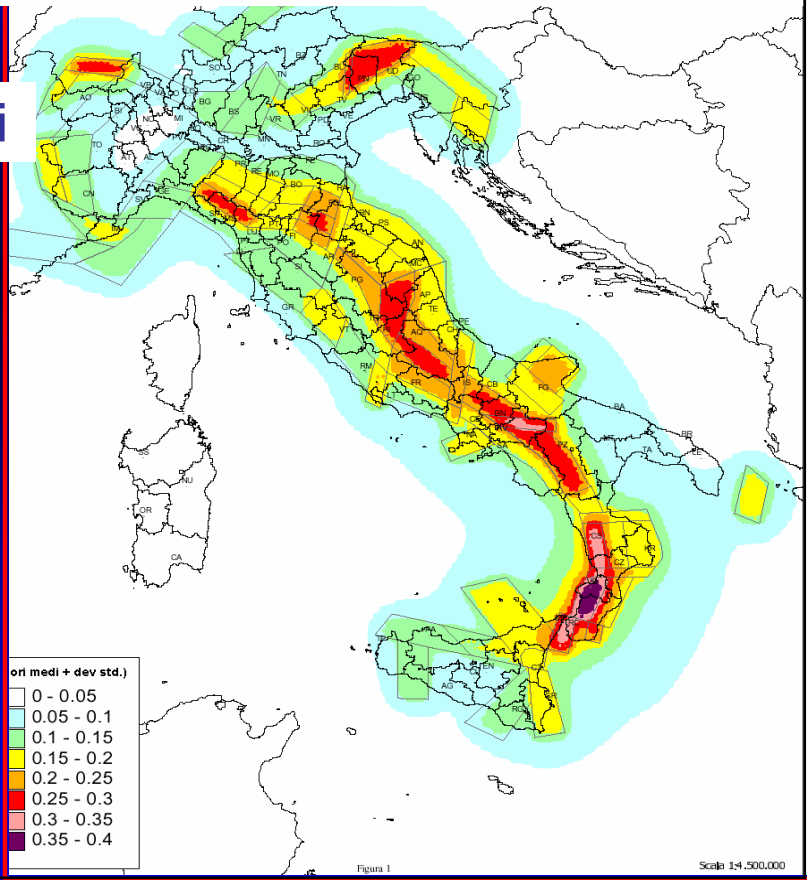
PGA max = 0.625




50%
Tr=72
39%
Tr=100
22%
Tr=200
10%
Tr=475
5%
Tr=1000
2%
Tr=2500

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	0,05-015	0,15
4	<0,05	0,05

Periodo di ritorno 475 anni



Accelerazioni conseguenti alle Zone sismogenetiche

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

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

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

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

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

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

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

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

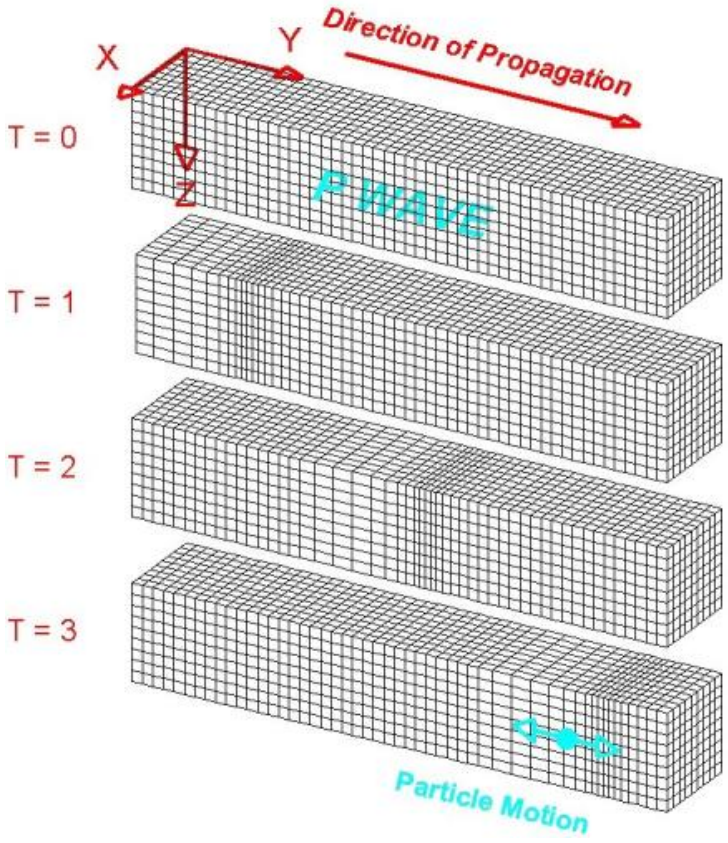
KOBE (1995): a_{max}= 0.834 g

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

Table 3.1: Ground types

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	> 800	–	–
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with v_s > 800 m/s.			
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index (PI > 40) and high water content	< 100 (indicative)	–	10 - 20
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S_1			

Onde P

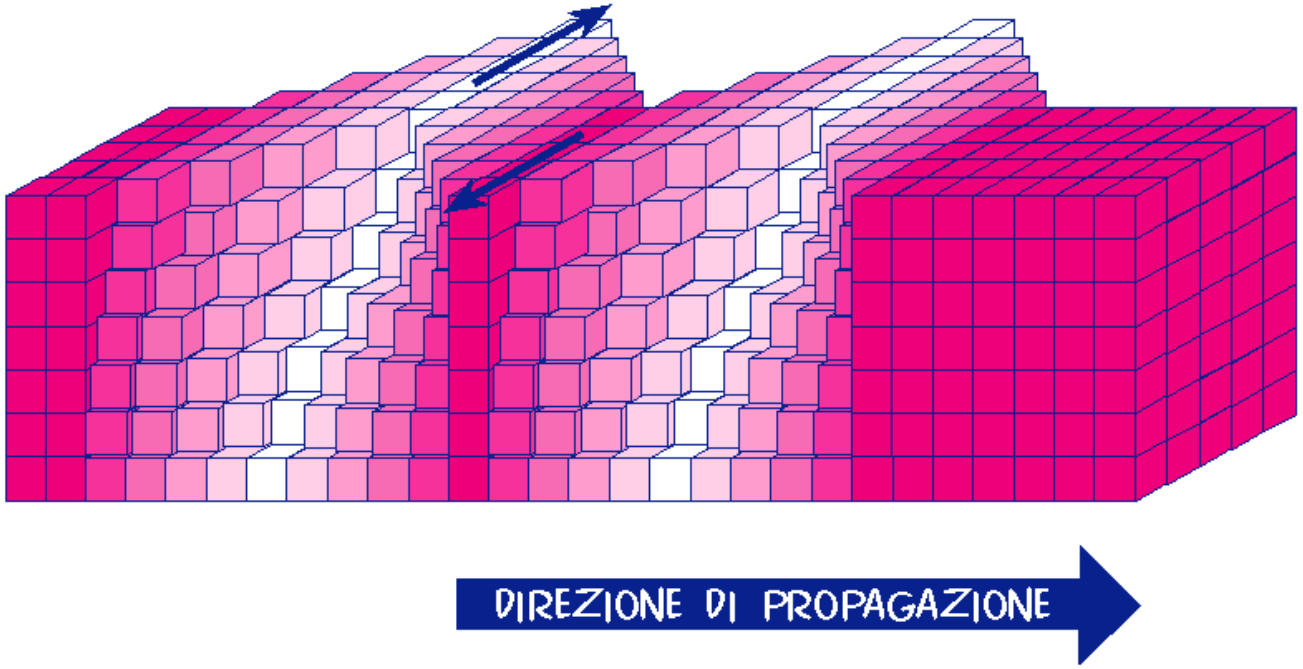


$$v_P = \sqrt{\frac{k + \frac{4}{3}\mu}{\rho}}$$

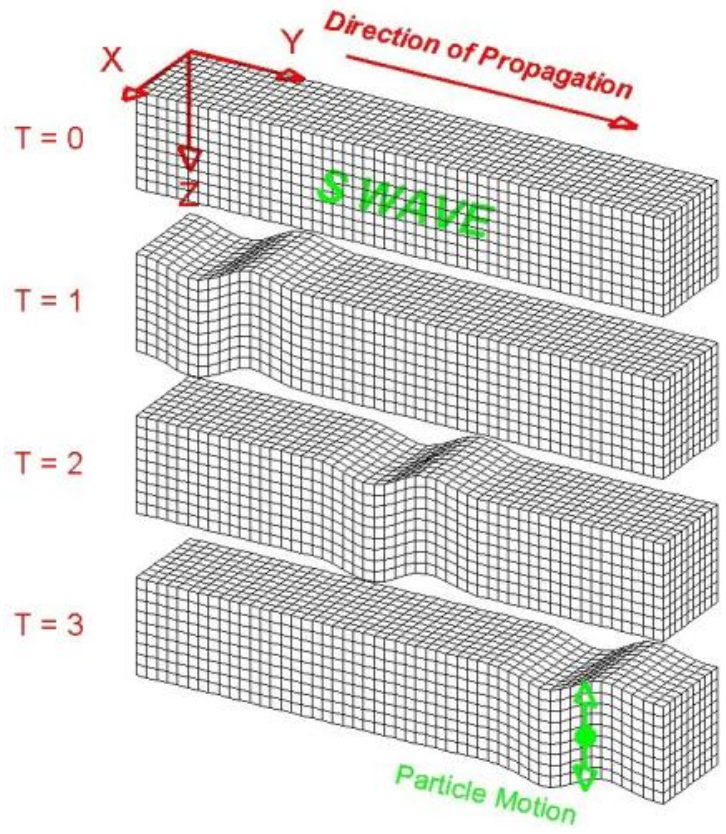
Tipici valori di Vp

Aria:	0.33 Km/s
Acqua:	1.5 Km/s
Crosta:	2-7 Km/s
Mantello:	8-13 Km/s
Nucleo:	8-12 Km/s

Onde S (onde di taglio)



Onde S



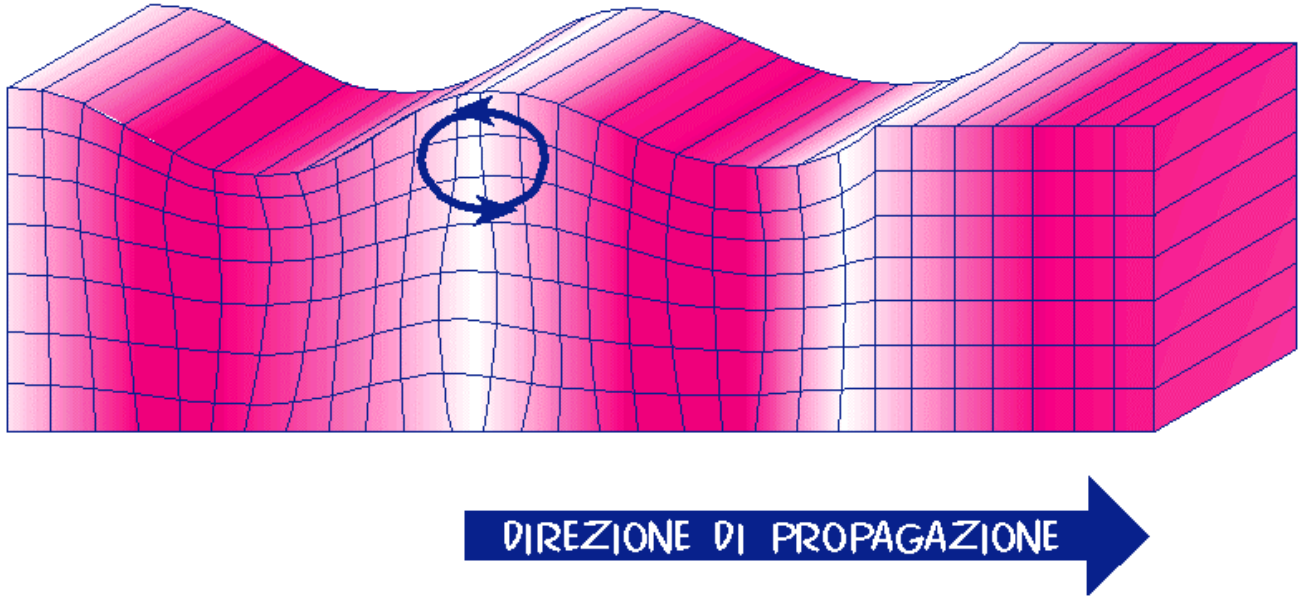
$$v_S = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

Tipici valori di Vp
Crosta: 1-4 Km/s
Mantello: 4-7 Km/s

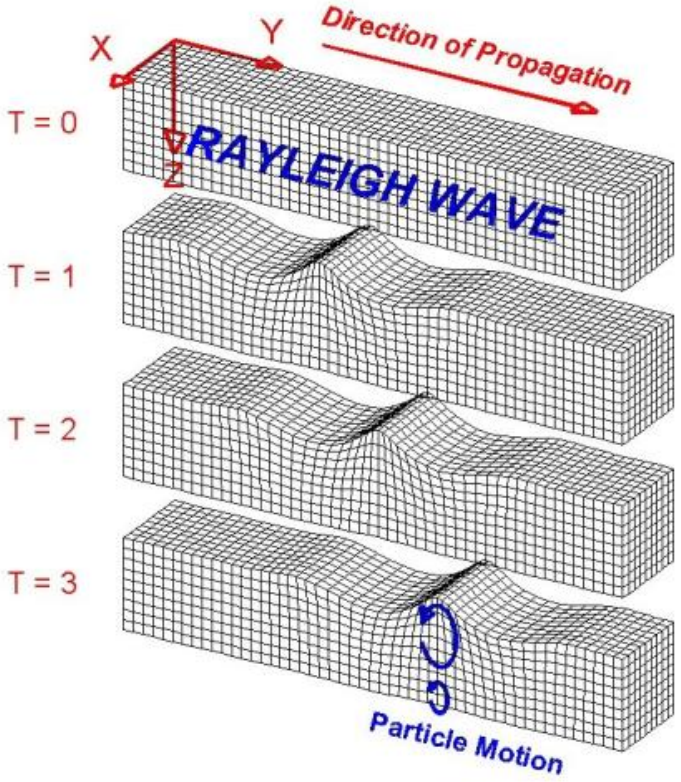
In genere:

$$\frac{v_P}{v_S} \approx 1.73$$

Onde di Rayleigh



Onde di Rayleigh



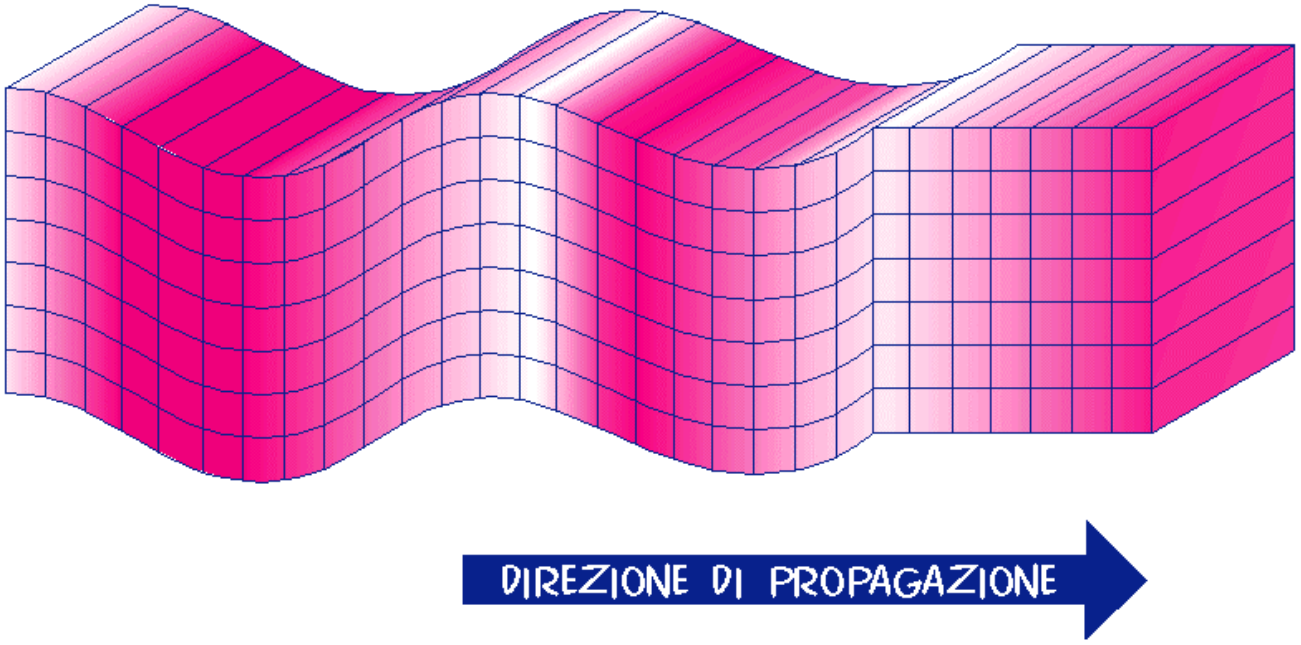
$$v_R \approx 0.92\, v_S$$

L'ampiezza decresce esponenzialmente con la profondità.

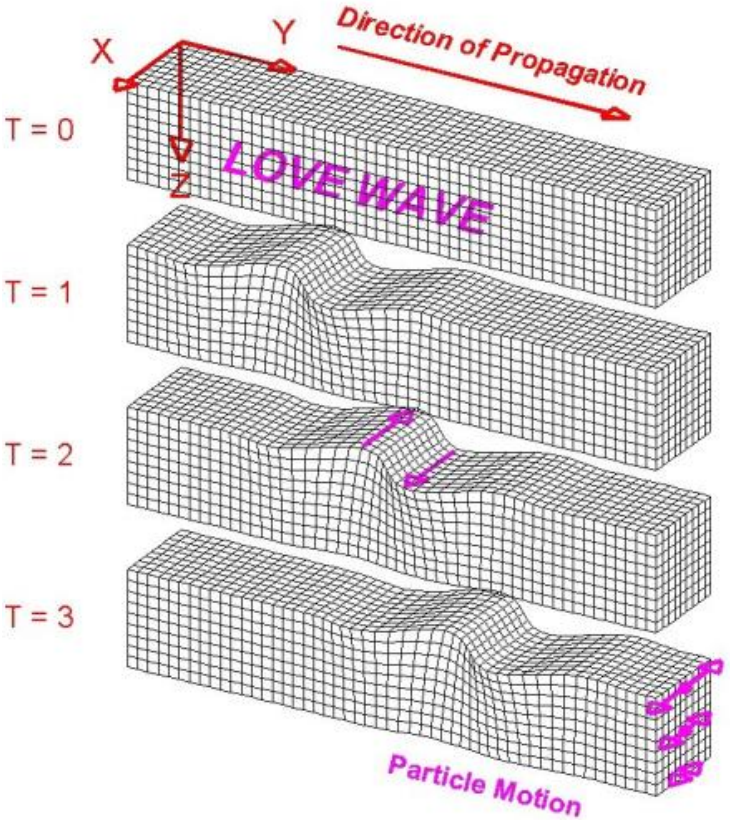
La profondità dipende dalla lunghezza d'onda.

Viaggiano con velocità differente a seconda della lunghezza d'onda!! (dispersione)

Onde di Love



Onde di Love



$$v_R < v_L < v_S$$

Sono dispersive.

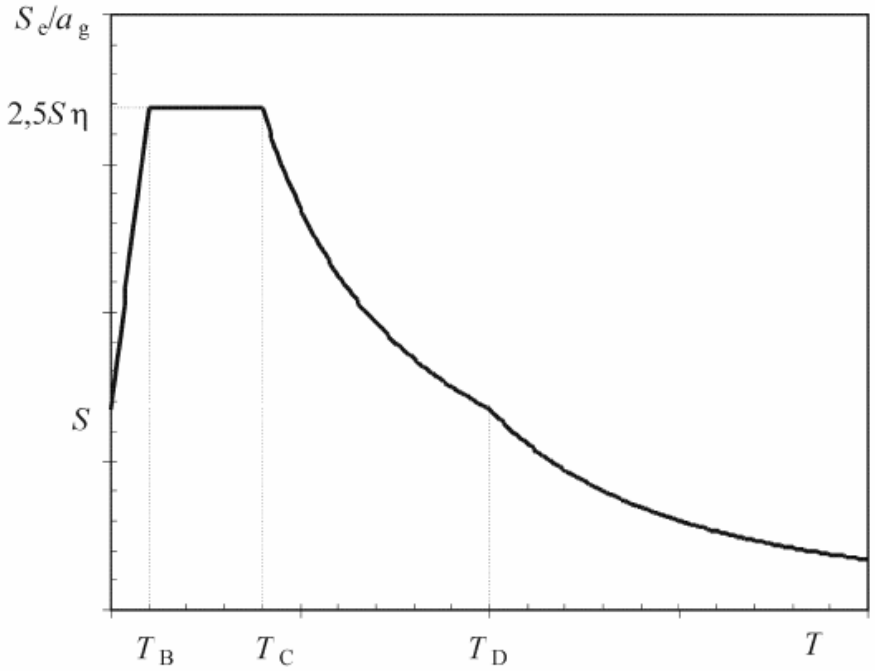
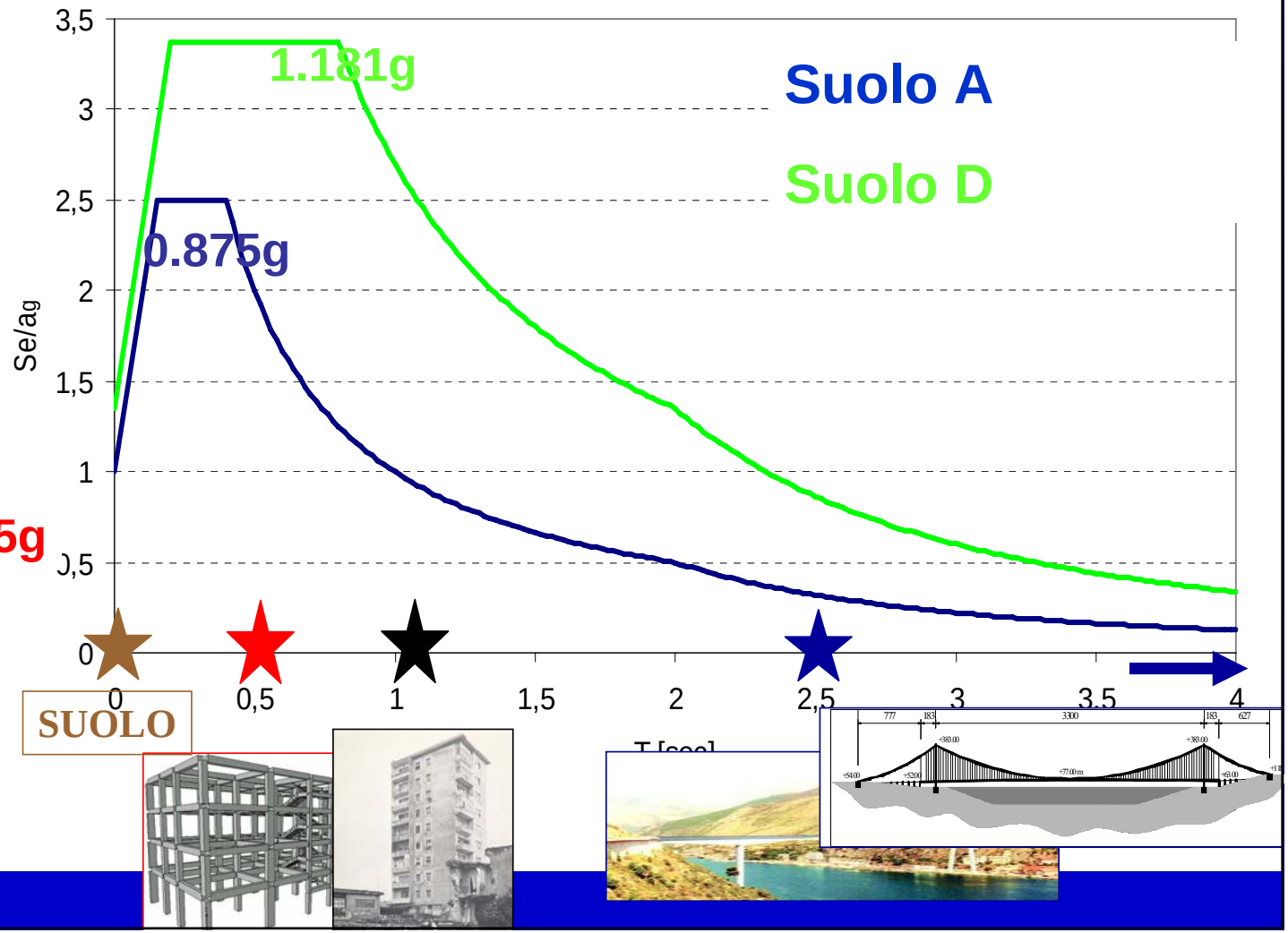


Table 3.2: Values of the parameters describing the recommended Type 1 elastic response spectra

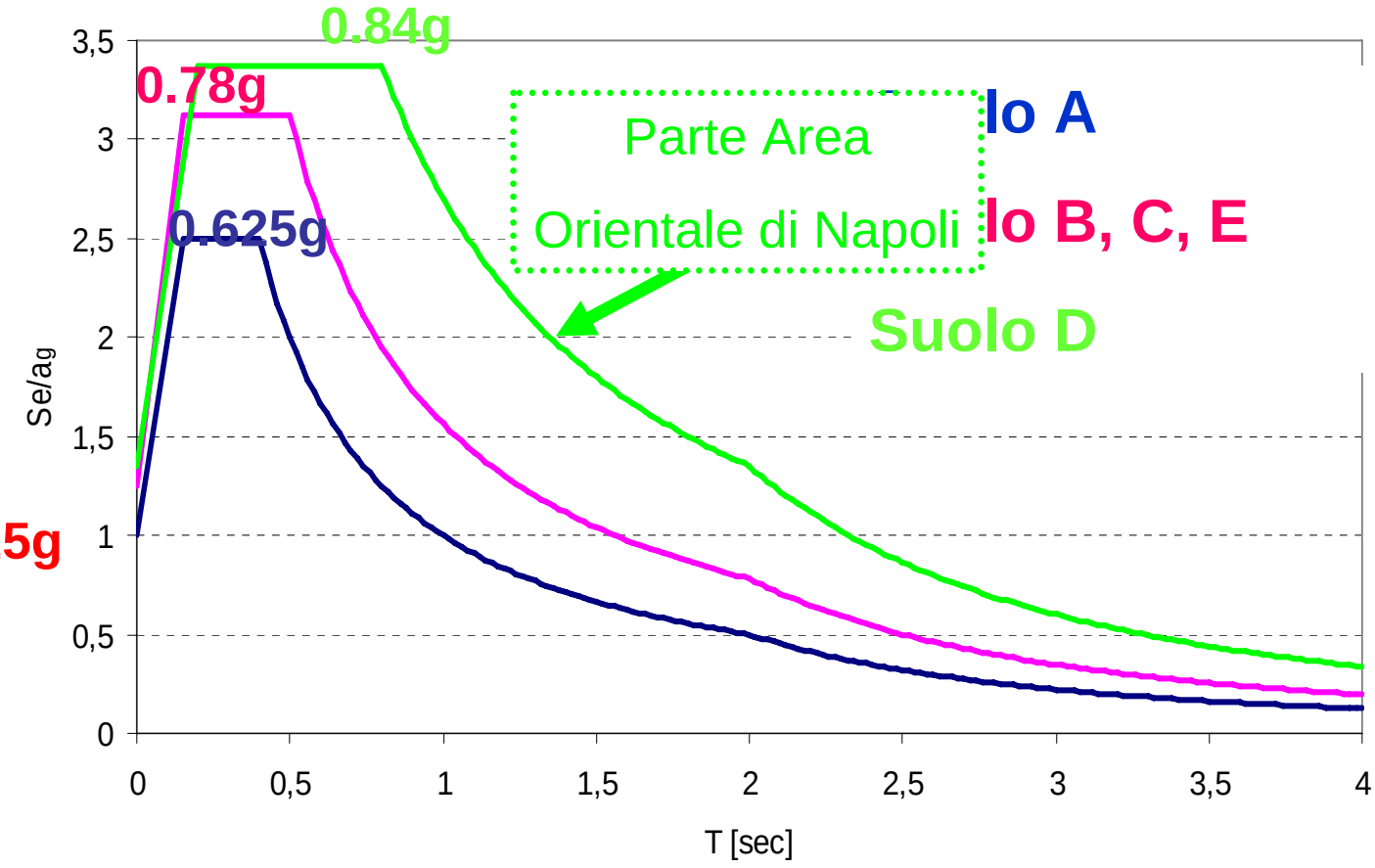
Ground type	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Spettri elastici zona 1



Spettri elastic

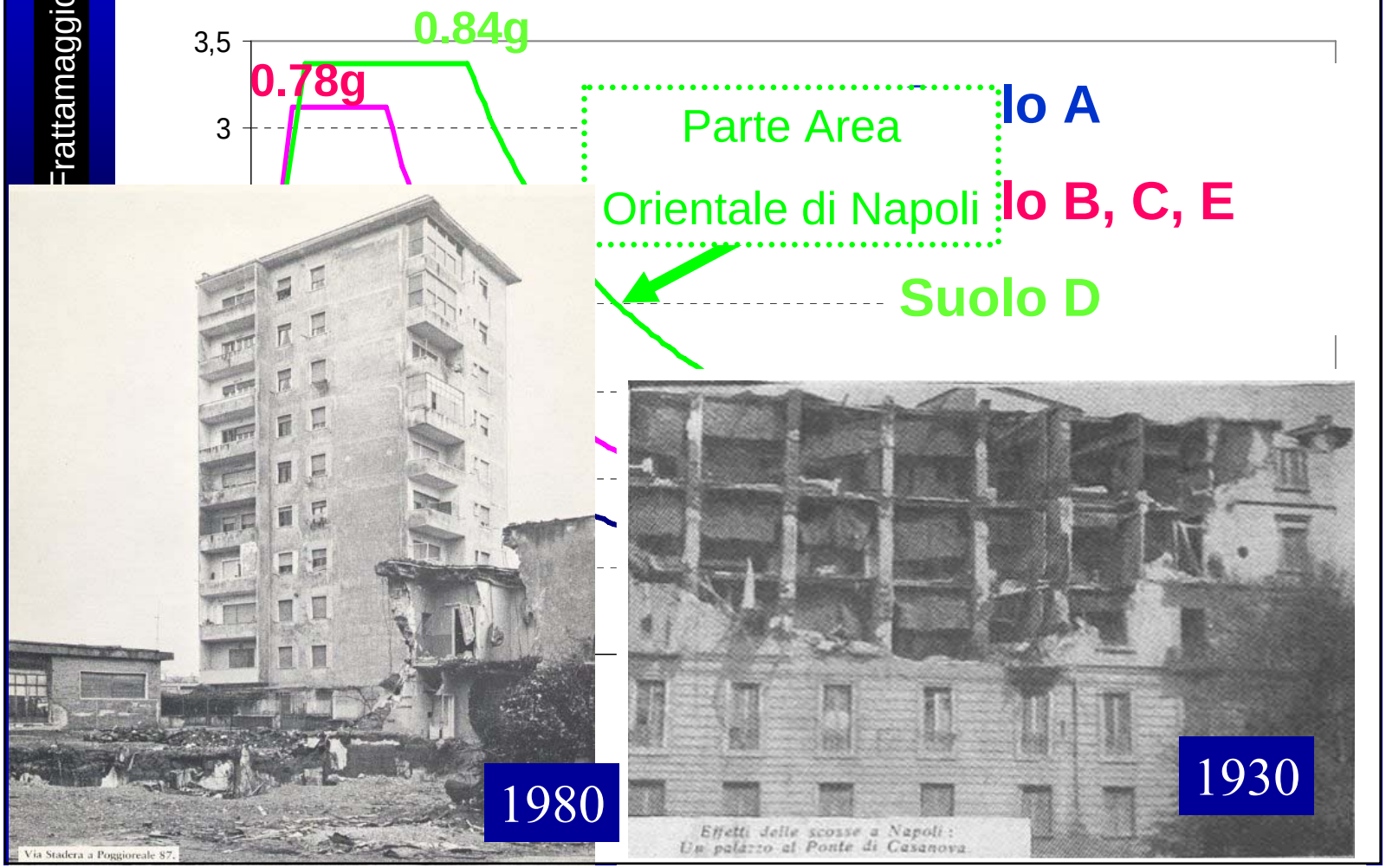
PRG Napoli



Frattamaggiore 16.1.07

Spettri elastic

PRG Napoli



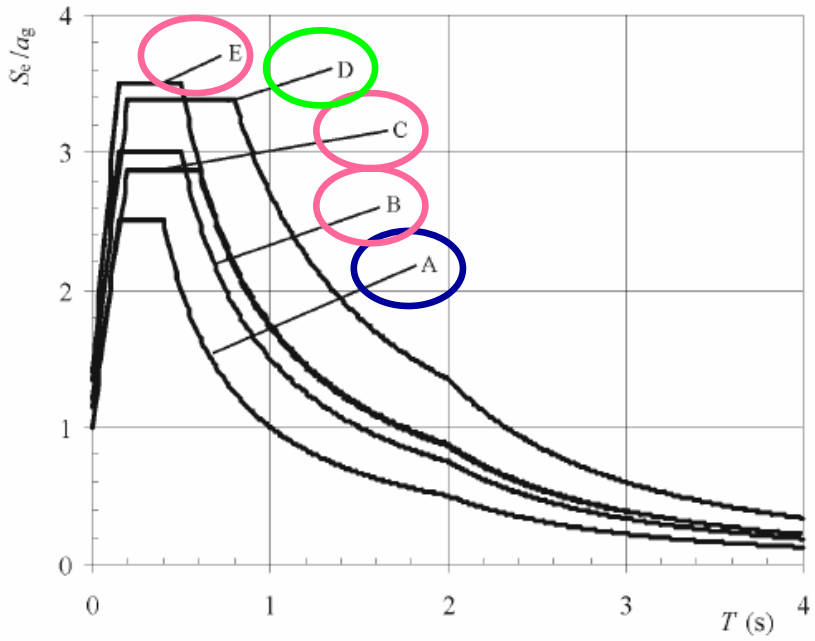
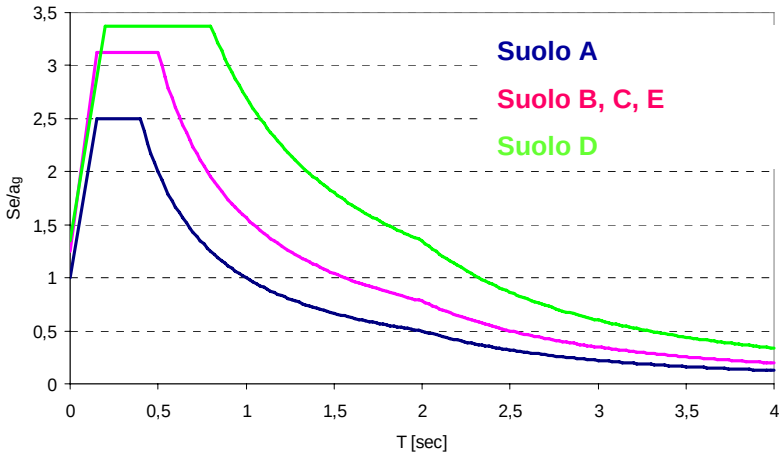


Figure 3.2: Recommended Type 1 elastic re



L'esame geotecnico permette di stabilire l'appartenenza del suolo alla categoria *B tipo 1* ovvero suolo caratterizzato da valori della velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio V_{S30} compresi fra 360 e 800 m/s (*depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o di argille molto consistenti, con spessore di diverse decine di metri caratterizzato da un graduale incremento con la profondità delle proprietà meccaniche* ovvero *resistenza penetrometrica* $N_{SPT}>50$, o *coesione non drenata* $c_u>250$ *kPa*).
In base alle caratteristiche del suolo si definisce il *fattore S* (*punto 3.2.2.2 – Horizontal elastic response spectrum*). Per un suolo di *categoria B tipo 1*:

$S = 1{,}20$; $T_B = 0{,}15$ s ; $T_C = 0{,}50$ s ; $T_D = 2{,}0$ s

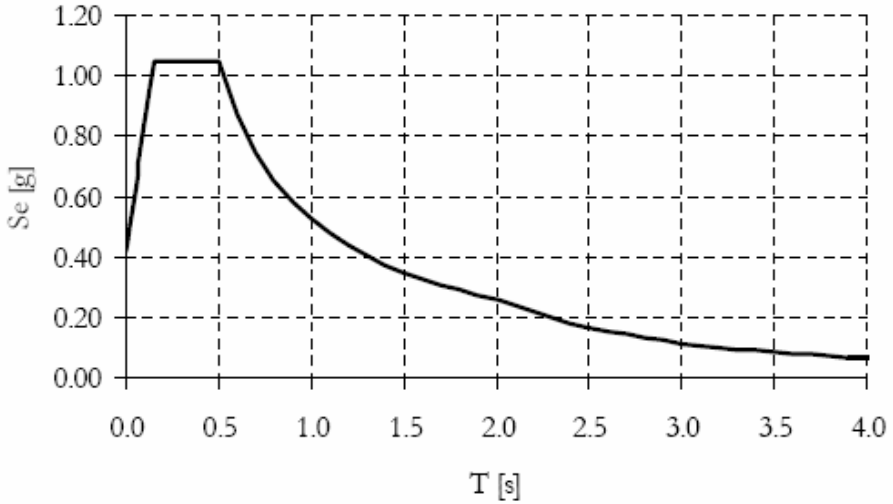
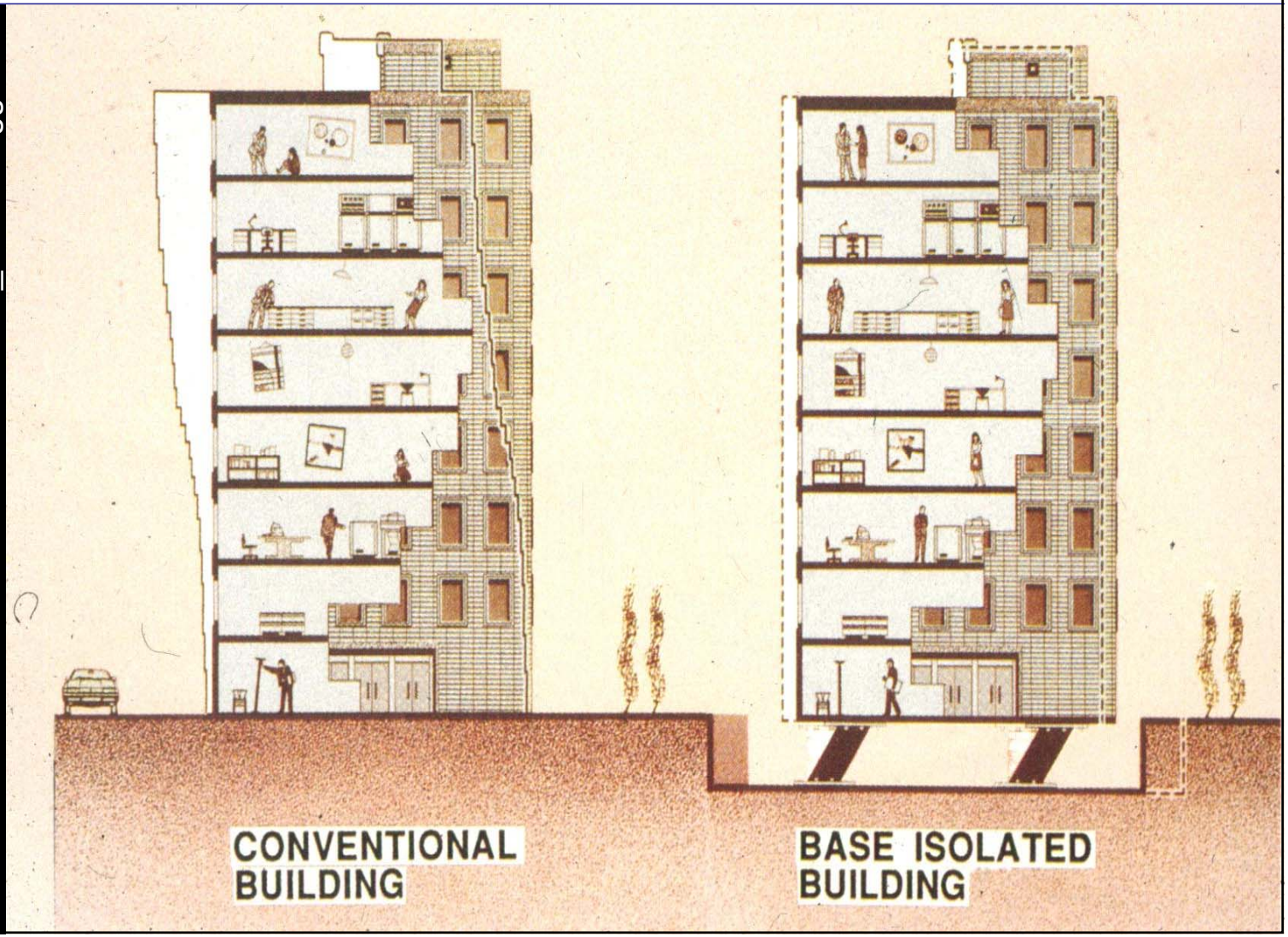
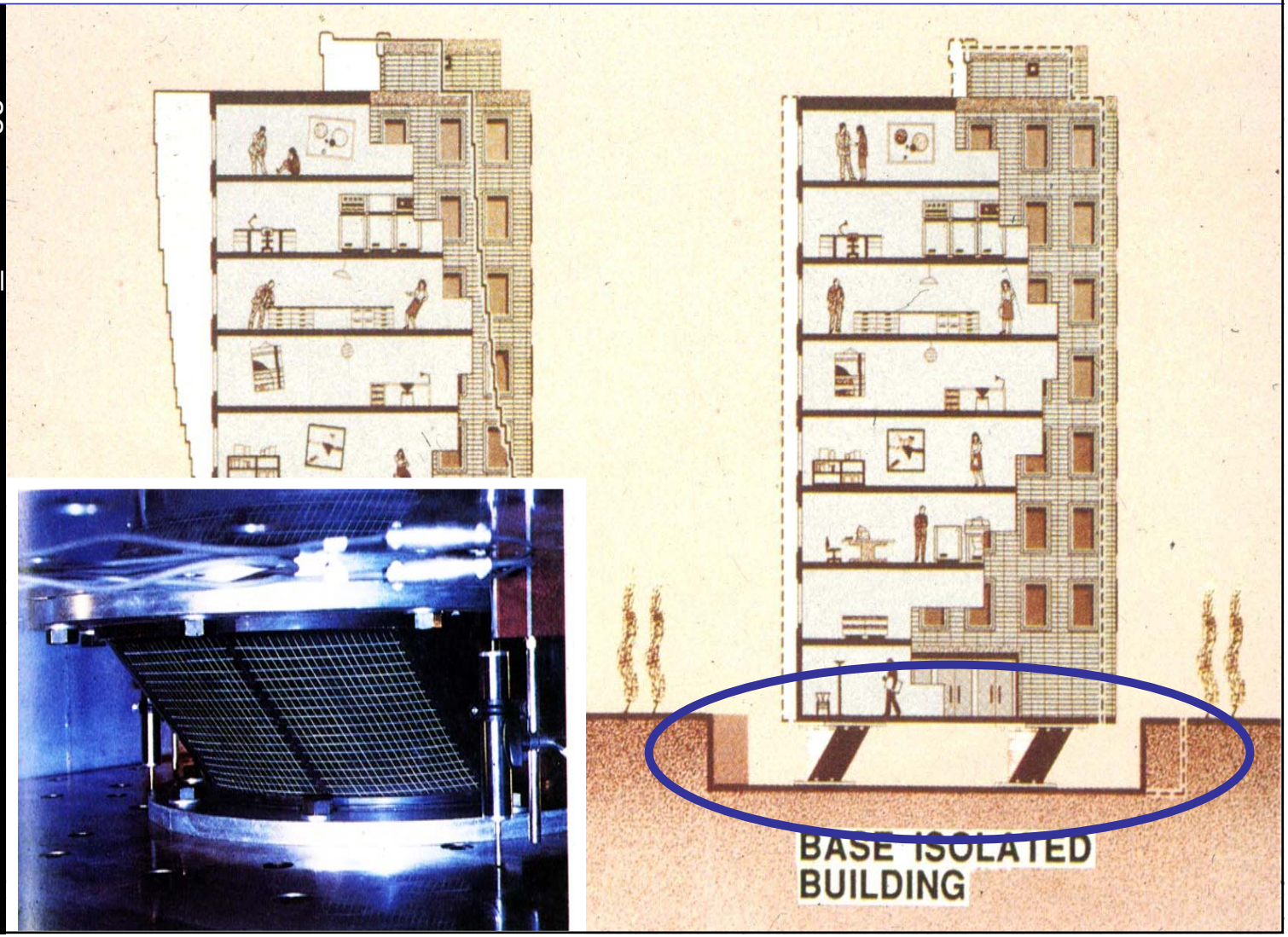


Fig. 2.5 Spettro di risposta elastico

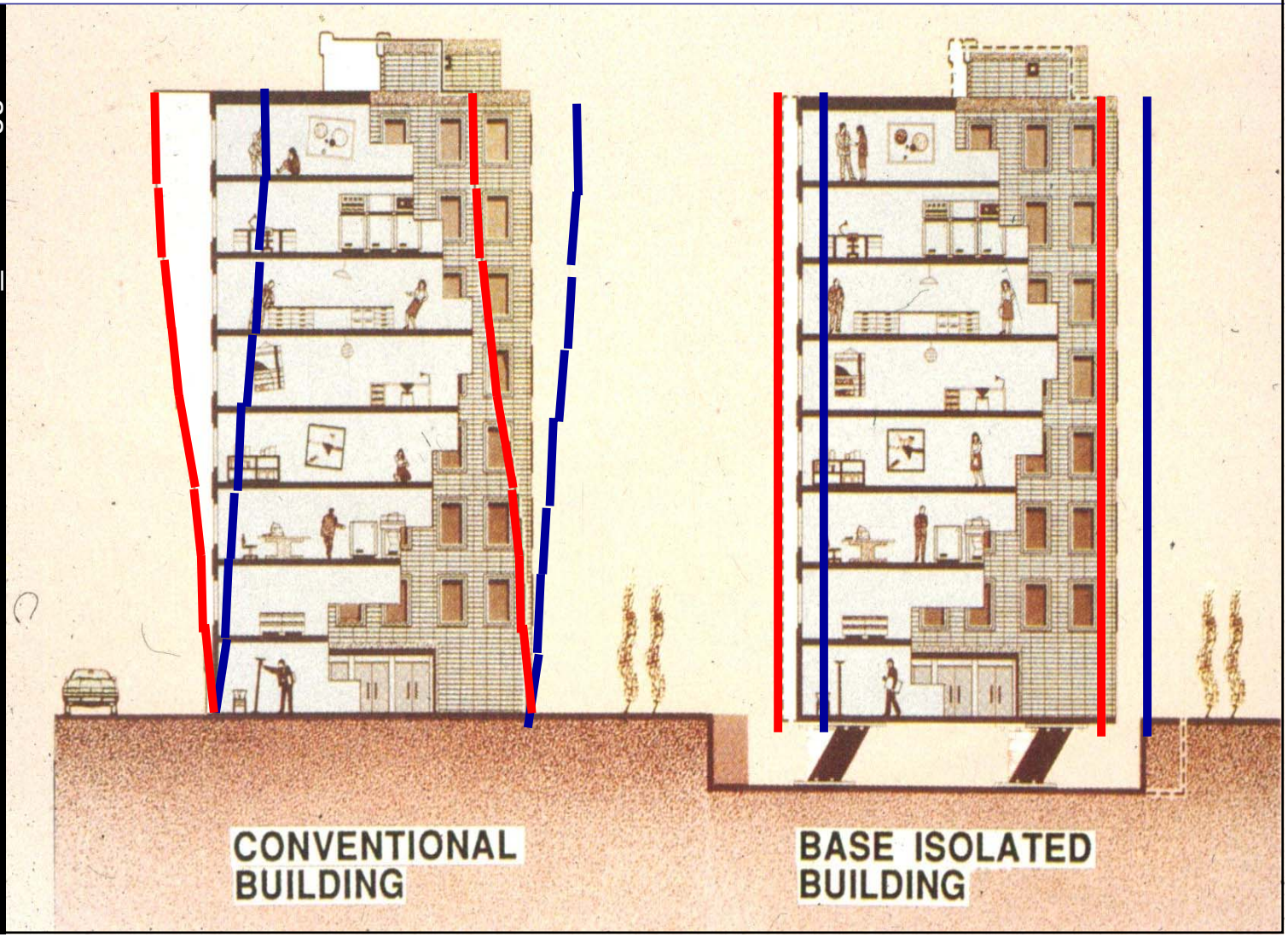
NUOVE TECNOLOGIE: ISOLAMENTO alla Base



NUOVE TECNOLOGIE: ISOLAMENTO alla Base



NUOVE TECNOLOGIE: ISOLAMENTO alla Base

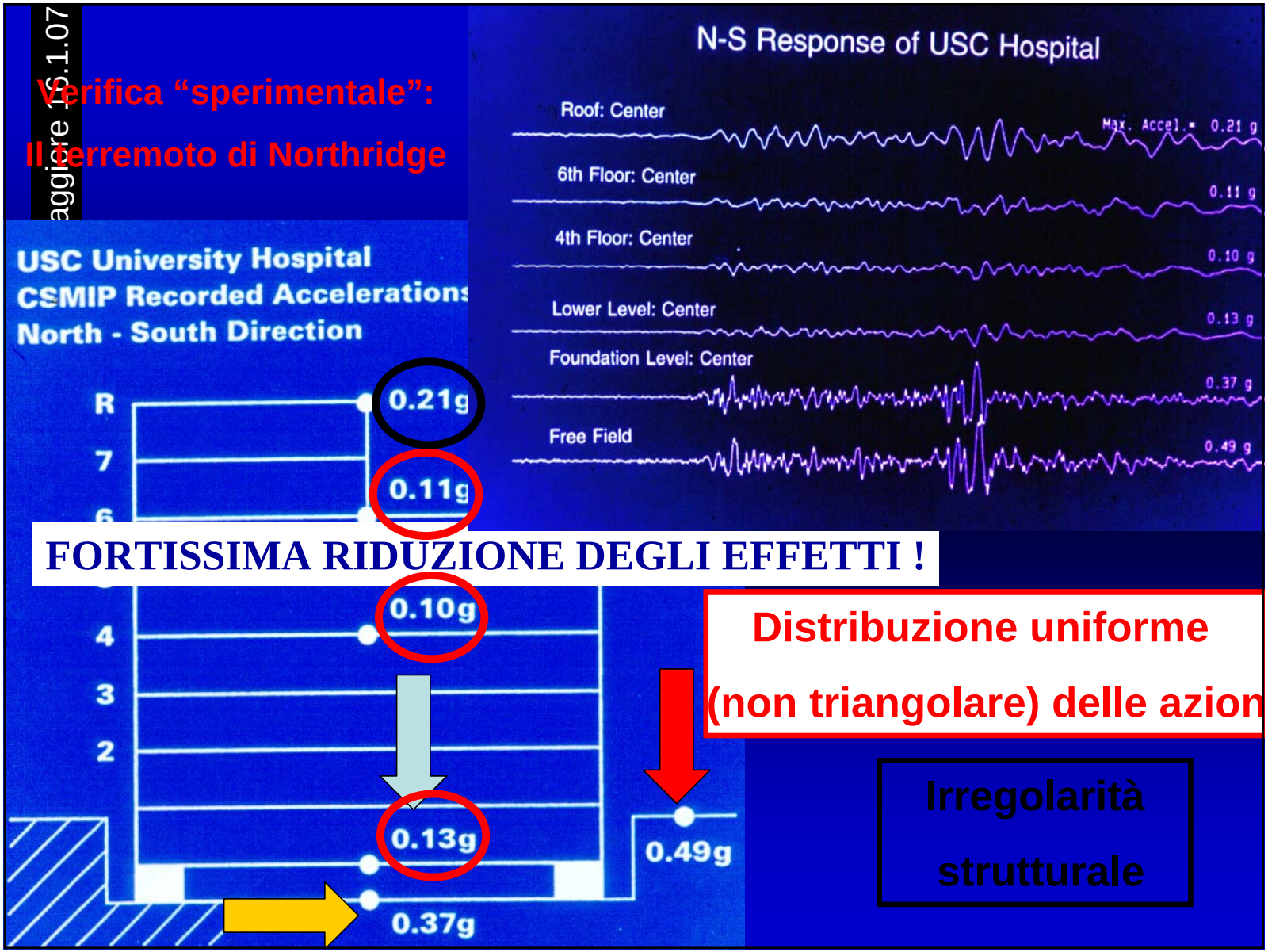


California: edificio (Policlinico Universitario) isolato

aggiare 16.1.07

Verifica “sperimentale”:

Il terremoto di Northridge



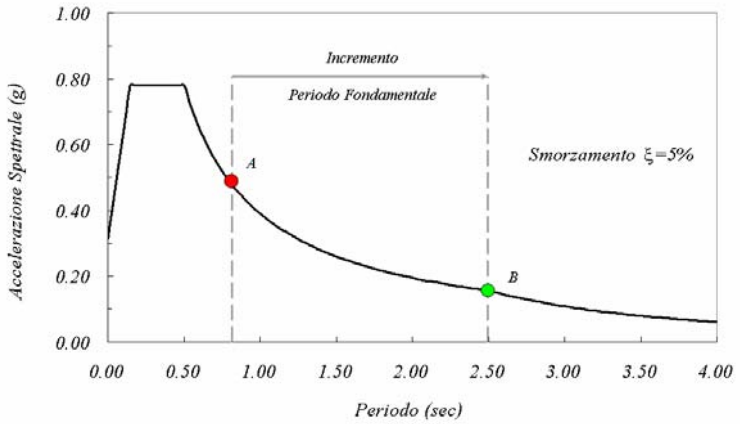
FORTISSIMA RIDUZIONE DEGLI EFFETTI !

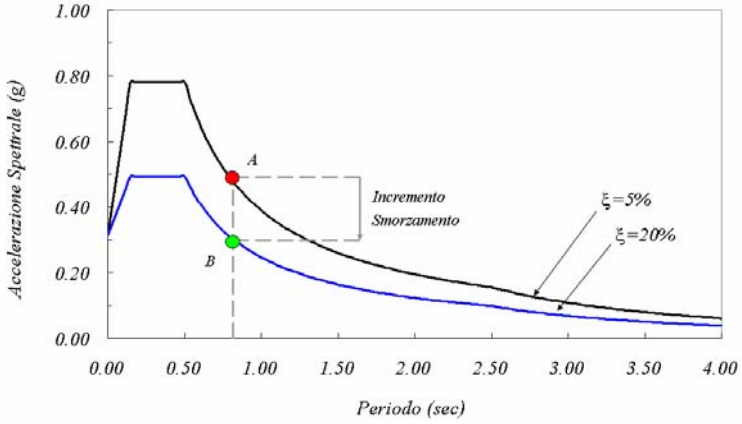
Distribuzione uniforme

(non triangolare) delle azion

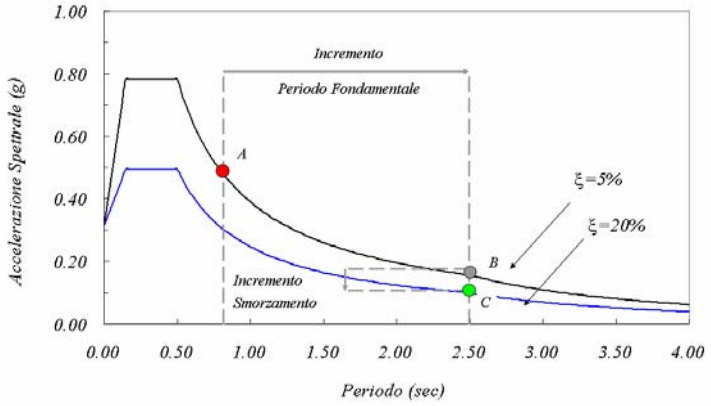
Irregolarità strutturale

Proprietà Fondamentali Strutture Isolate alla Base



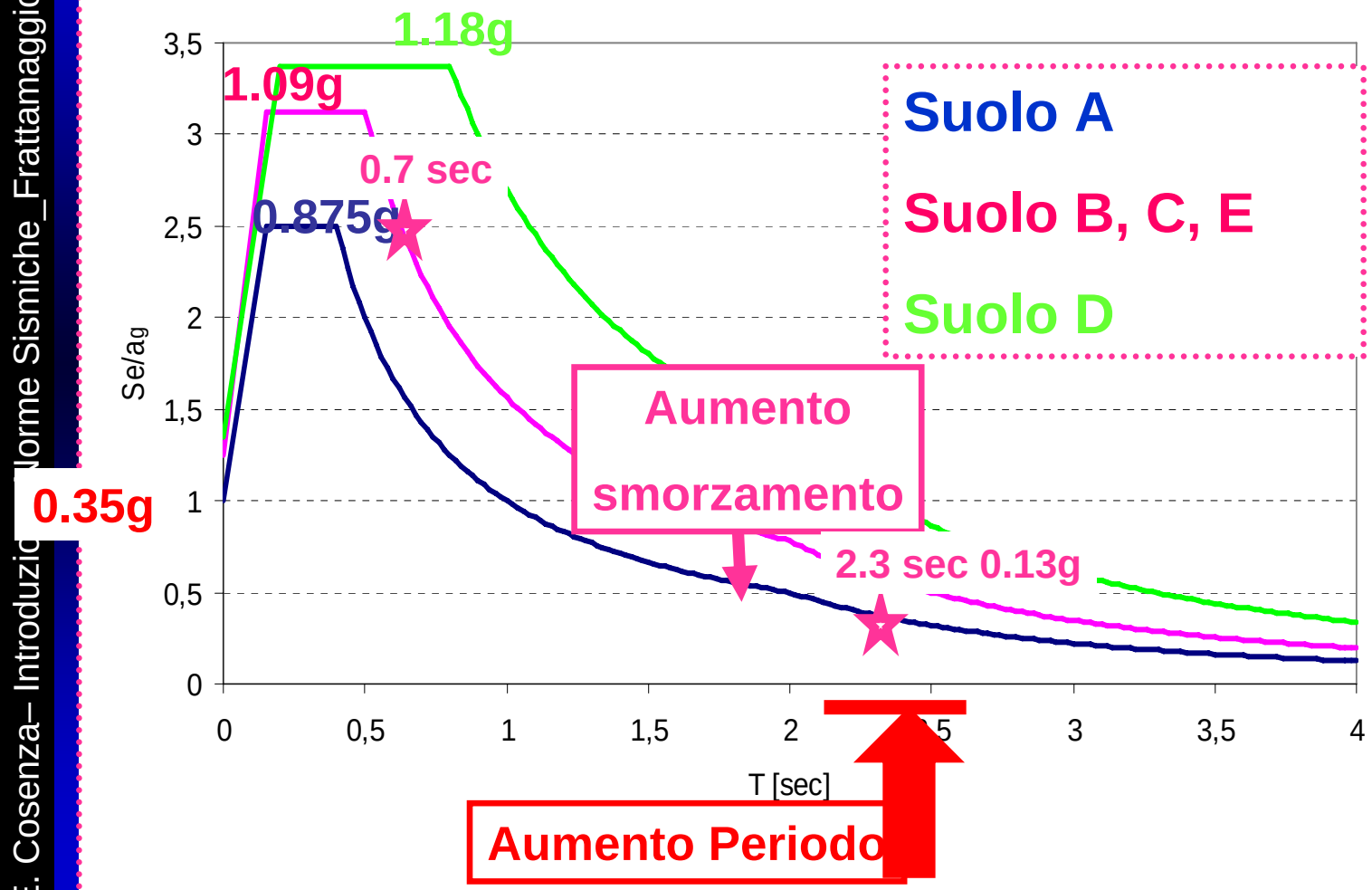


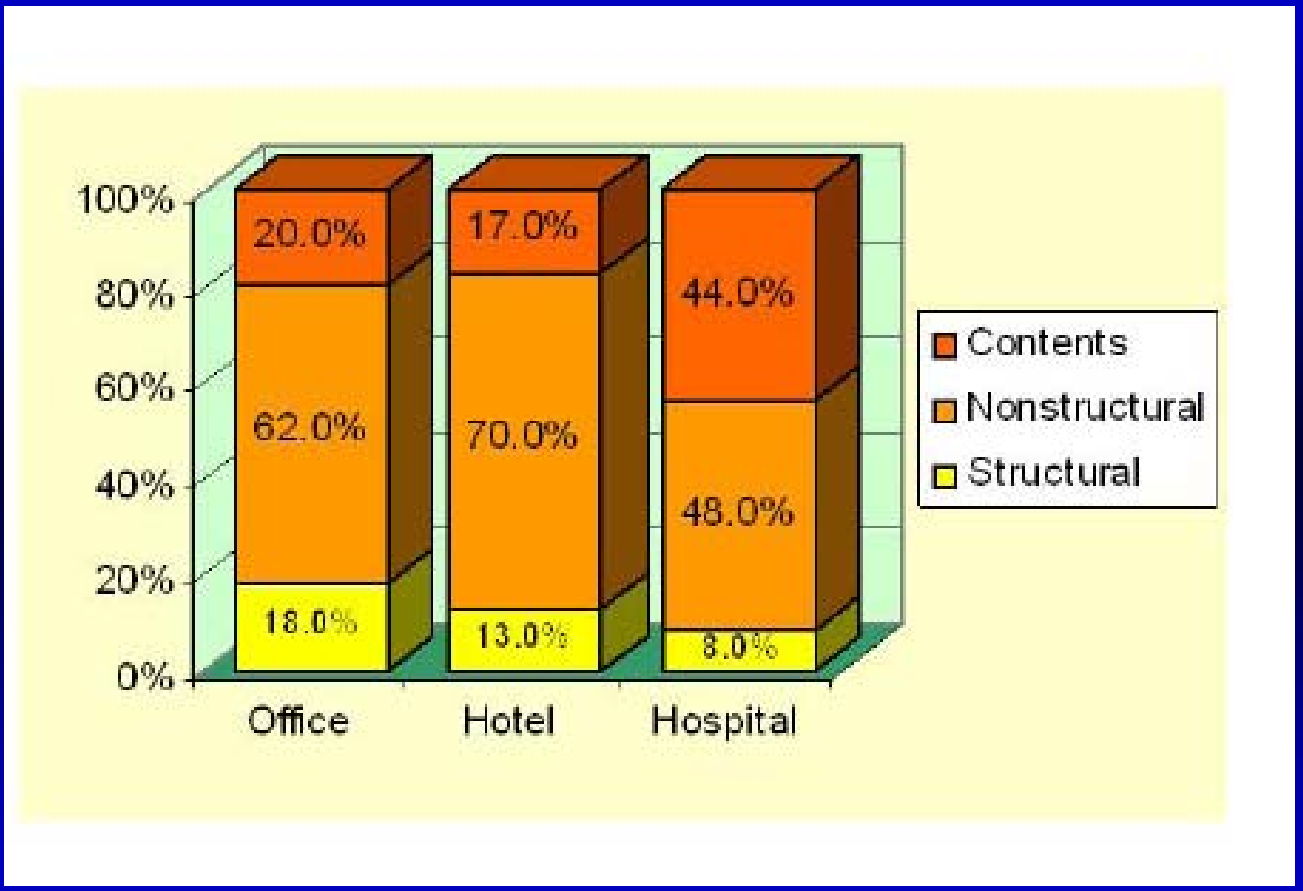
- **Allungamento Periodo**
- **Incremento Smorzamento**



- **Allungamento Periodo & Incremento Smorzamento**

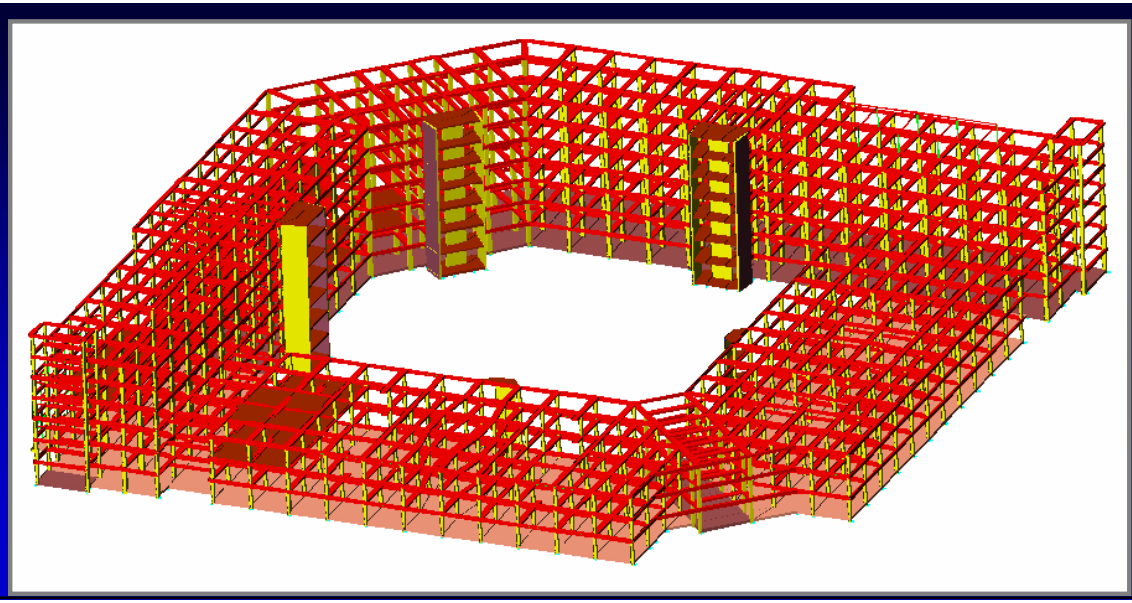
Spettri elastici zona 1

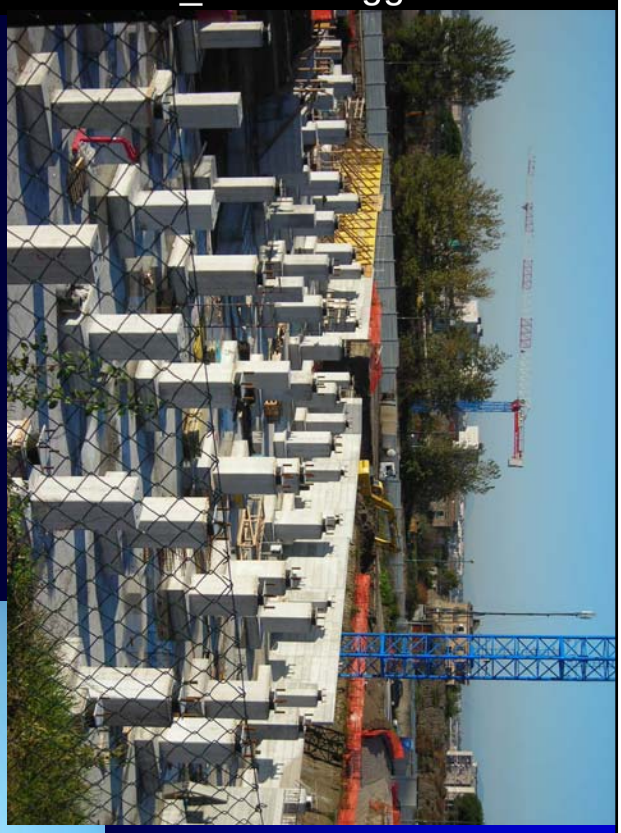


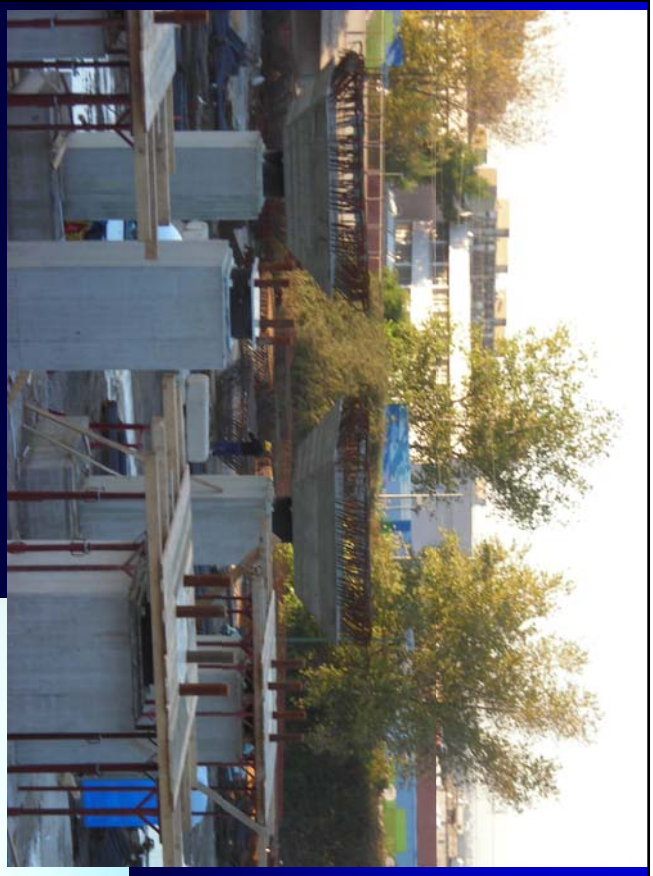

100%
80%
60%
40%
20%
0%
20.0%
62.0%
18.0%
17.0%
70.0%
13.0%
44.0%
48.0%
8.0%
Office
Hotel
Hospital
Contents
Nonstructural
Structural

1999 Izmit Turkey, earthquake (Photo by Sezen/PEER)

Ospedale del Mare, PonticellI , NAPOLI







Analisi Prestazioni Strutturali

HDRBs

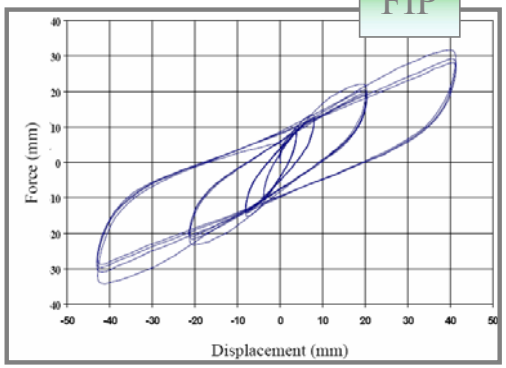
Rubber Compound

N=Normal

H=Hard

$T_{target} = 2.5$ 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}=24.3cm

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**

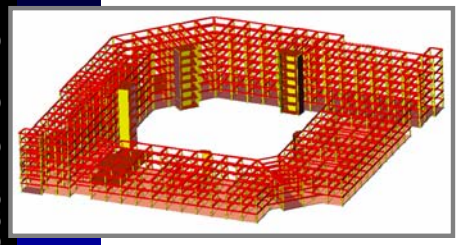
OSPEDALE DEL MARE

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

ASTALDI 70%, GIUSTINO 20%, Altri 10%

SIEMENS

CIRCA 200 MILIONI DI EURO DI OPERE



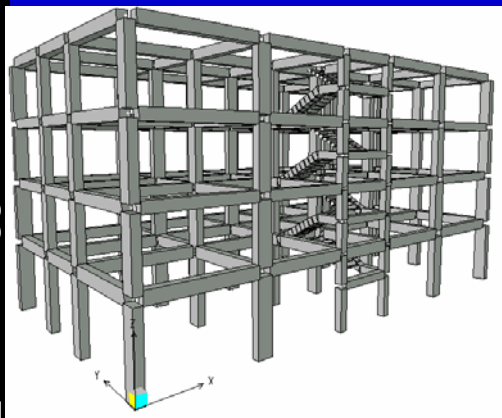
57% PUBBLICI

43% PRIVATI

GESTIONE 25 ANNI

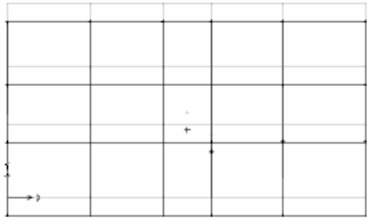
APERTURA: MARZO 2009

Gennaio 2007

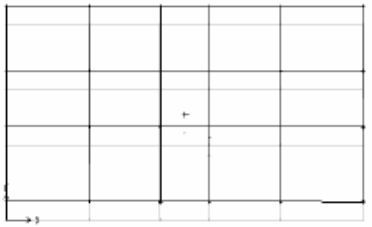


1° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*
(T=0,591 s; $\widetilde{M}_{\%x}$ =74,6%; $\widetilde{M}_{\%y}$ =0%)

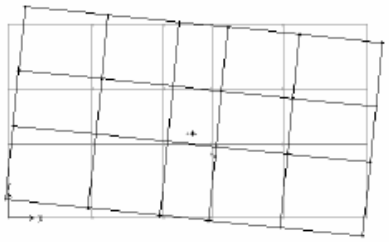
4° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*
(T=0,197 s; $\widetilde{M}_{\%x}$ =10,2%; $\widetilde{M}_{\%y}$ =0%)



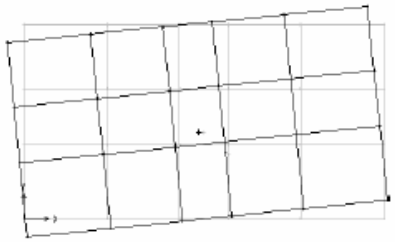
2° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*
(T=0,536 s; $\widetilde{M}_{\%x}$ =0%; $\widetilde{M}_{\%y}$ =86,2%)



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



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



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

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

essendo Q_k il valore caratteristico delle azioni accidentali ed avendo assunto γ_G = 1,35 e γ_Q = 1,5;

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

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

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: ψ_2 =0,30 per la categoria di *abitazioni e aree residenziali* (*EC0 prospetto A1.1 – Valori raccomandati dei coefficienti ψ per gli edifici*);
γ_I=1,0 per *edifici ordinari* (*punto 4.2.5 – Importance classes and importance factors*).

EUROCODICI

Con sisma $$F_d = \gamma_I E + G_k + 0{,}3 \cdot Q_{1k}$$

Senza sisma $$F_d = 1{,}35 G_k + 1{,}5 Q_{1k}$$

DM 1996

$$F_d = 1{,}5 \gamma_I E + 1{,}4 G_k + 1{,}5 Q_{1k}$$

Inutile verificare per soli carichi verticali !!!

Il fattore di struttura q

$$q = K_D K_R q_0$$

tipologia strutturale ⇒ q_0

duttilità ⇒ K_D

regolarità ⇒ K_R

TESTO UNICO

5.7.7. VERIFICHE DI SICUREZZA

5.7.7.1 Stato limite ultimo

5.7.7.1.1 FATTORE DI STRUTTURA

Il fattore di struttura *q* di cui al Paragrafo 3.2 da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, definito in funzione dei materiali, delle tipologie strutturali, del loro grado di iperstaticità della duttilità attesa, e della interazione terreno-struttura, può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_o \, K_\alpha \, K_D \, K_R$$

nella quale:

q_o è un valore che dipende dal livello di duttilità attesa

K_α è un fattore amplificativo che dipende dal rapporto tra il valore dell'azione sismica per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale e quello per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile

K_D è un fattore riduttivo che dipende dalla classe di duttilità, con valore pari ad 1 per edifici progettati in alta duttilità e minore di uno negli altri casi

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio, con valore pari ad 1 per edifici regolari e minore di 1 per edifici non regolari

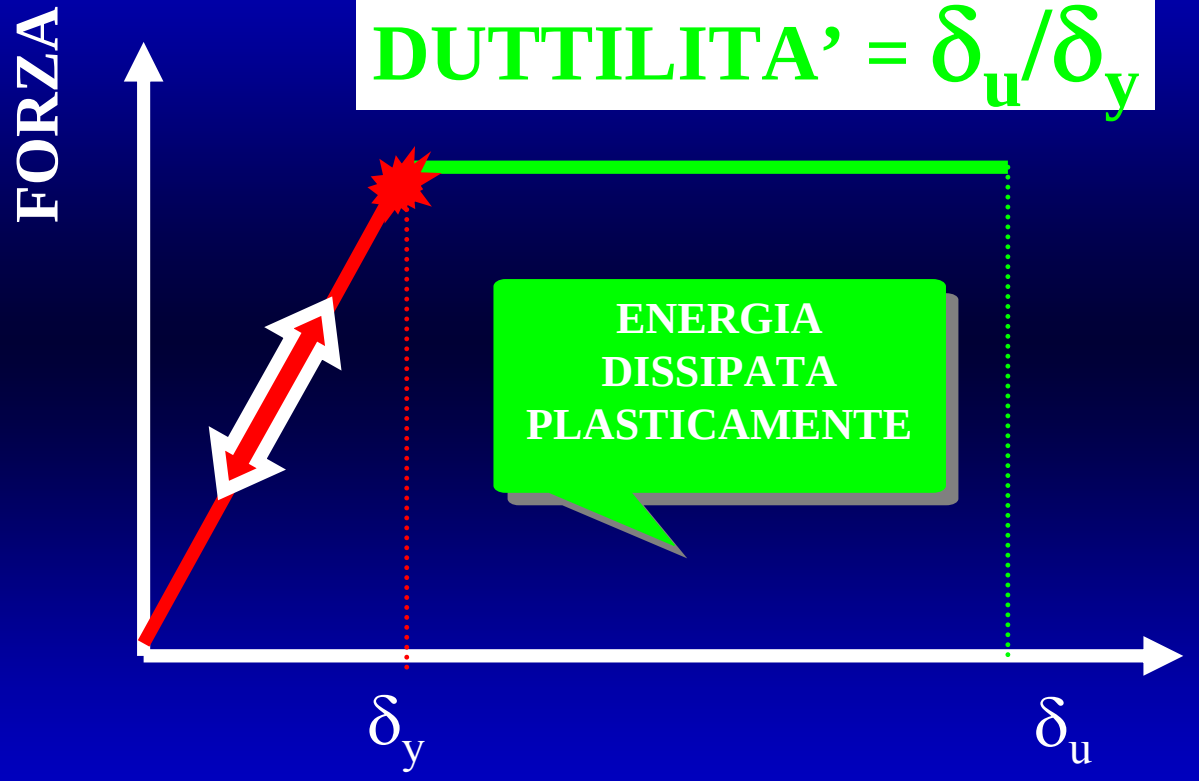
La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto allo stato limite ultimo coerenti con le azioni di progetto assunte per lo stato limite di danno.

- Duttilità

Comportamento elastico-lineare (FRAGILE !!)

Comportamento elastico-plastico (duttile)

DUTTILITA' = δ_u/δ_y



ACCIAIO, par. 5.2.2: Duttilità

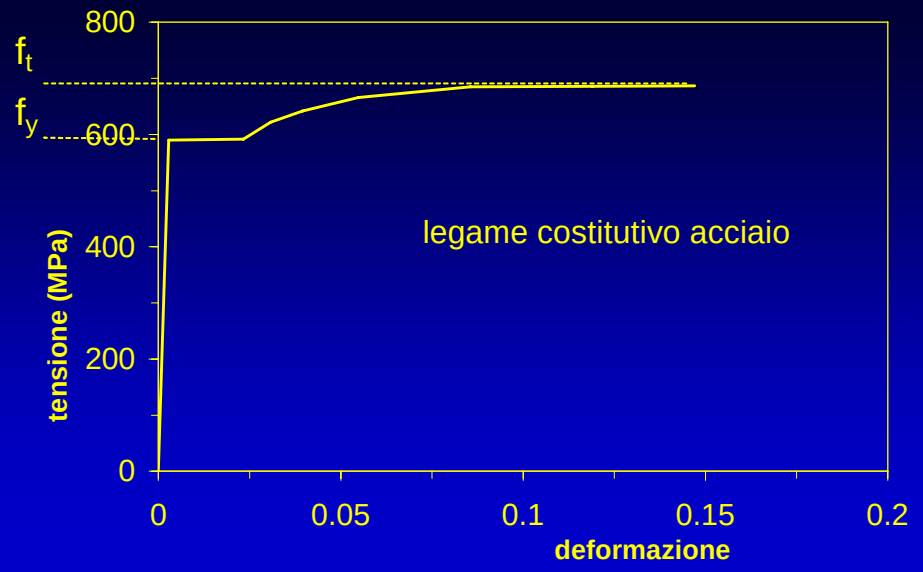
DUTTILITA'

L'acciaio deve avere un adeguato allungamento a rottura:

$$\varepsilon_{su,k} > 8\%$$

L'acciaio deve avere un adeguata rapporto di incrudimento (per diffondere la plasticizzazione):

$$f_t / f_y > 1.15$$



ACCIAIO, par. 5.2.2: Gerarchia delle resistenze

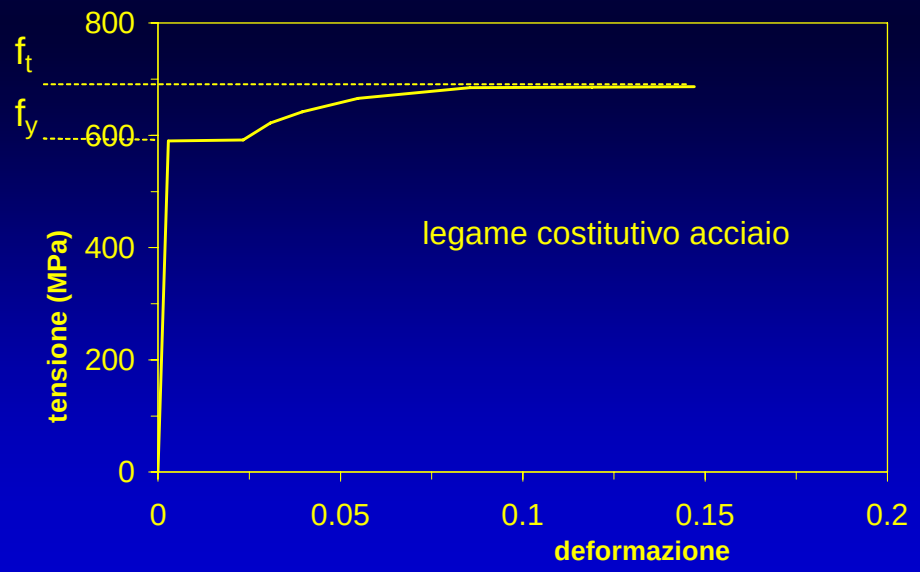
GERARCHIA DELLE RESISTENZE

L'acciaio non deve avere un eccessivo rapporto di incrudimento:

$$f_t / f_y < 1.35$$

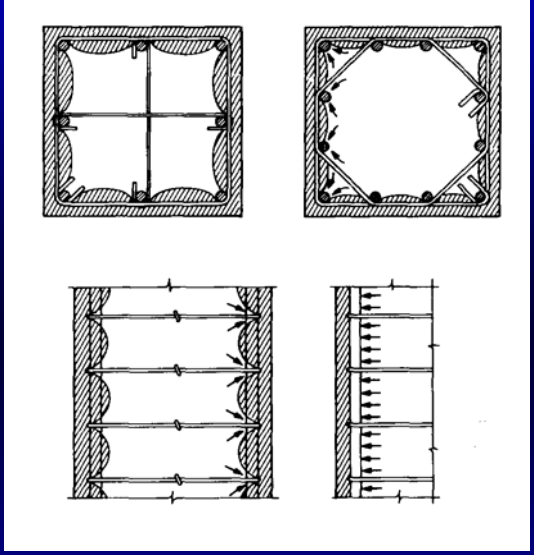
Non deve avere tensione di snervamento effettiva troppo maggiore di quella nominale, in media:

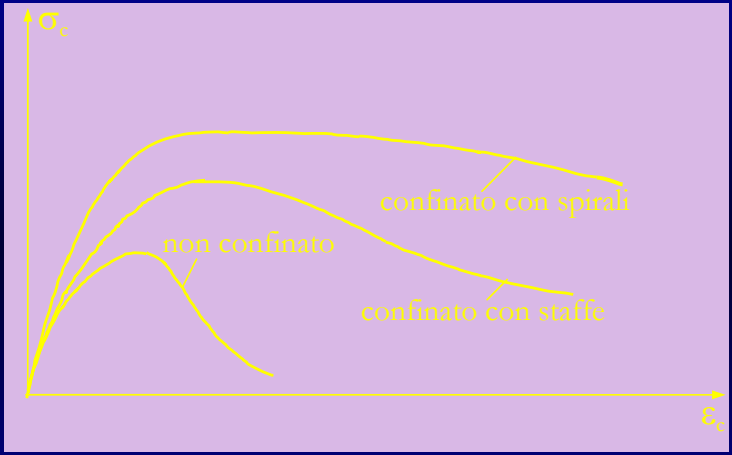
$$f_{y,eff} / f_{y,nom} < 1.25$$



CALCESTRUZZO

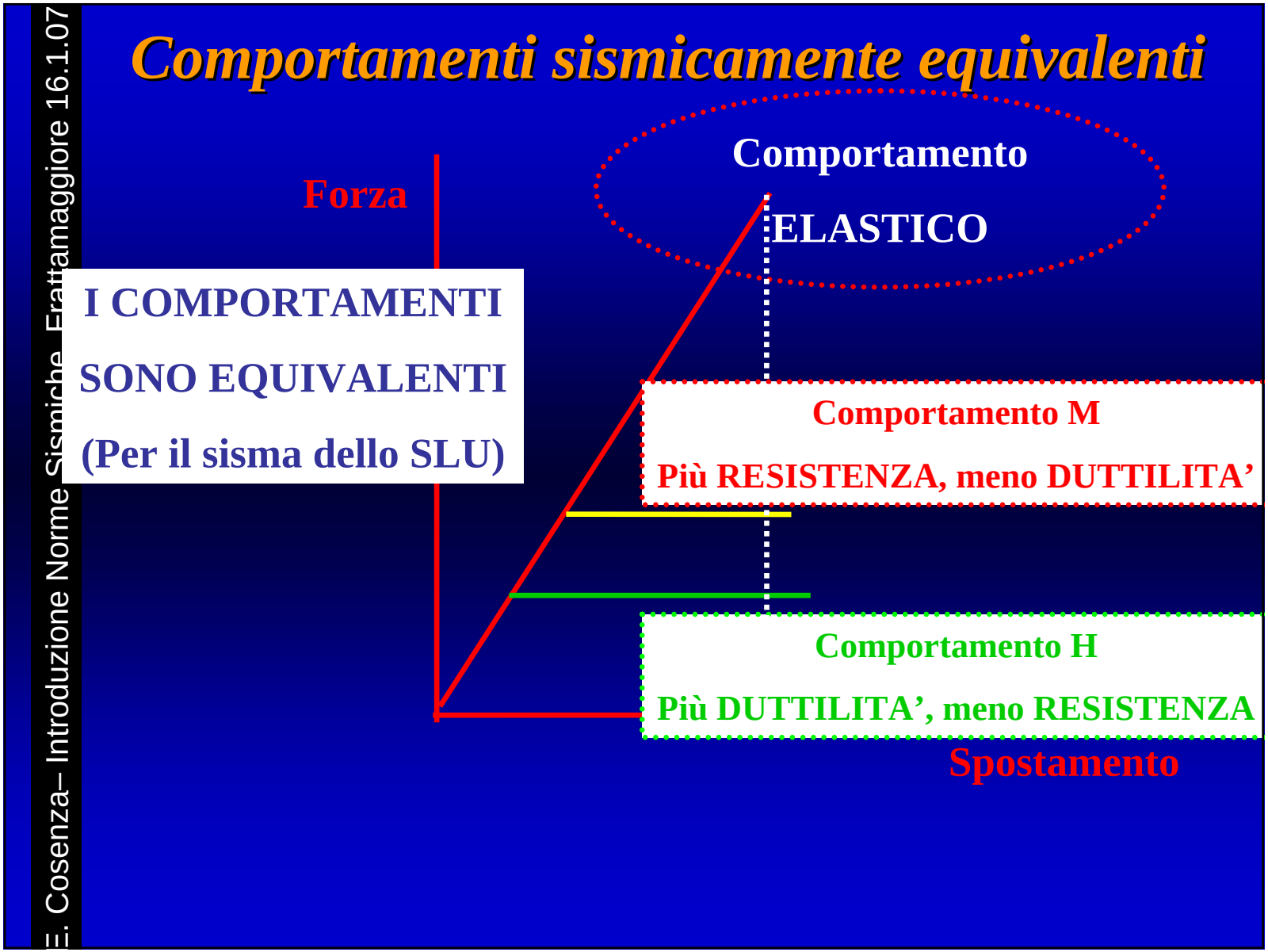
La duttilità del calcestruzzo è governata dall'effetto di confinamento esercitato dall'armatura trasversale

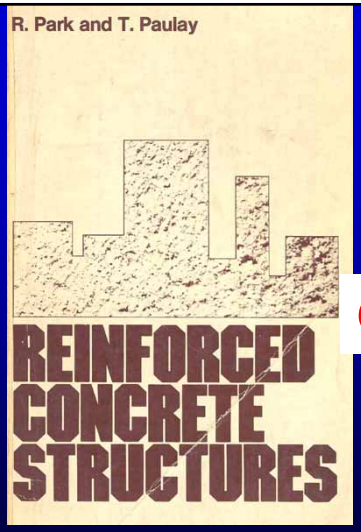




L'efficacia del confinamento dipende da passo e diametro delle staffe ma anche dalla disposizione delle armature longitudinali

Comportamenti sismicamente equivalenti



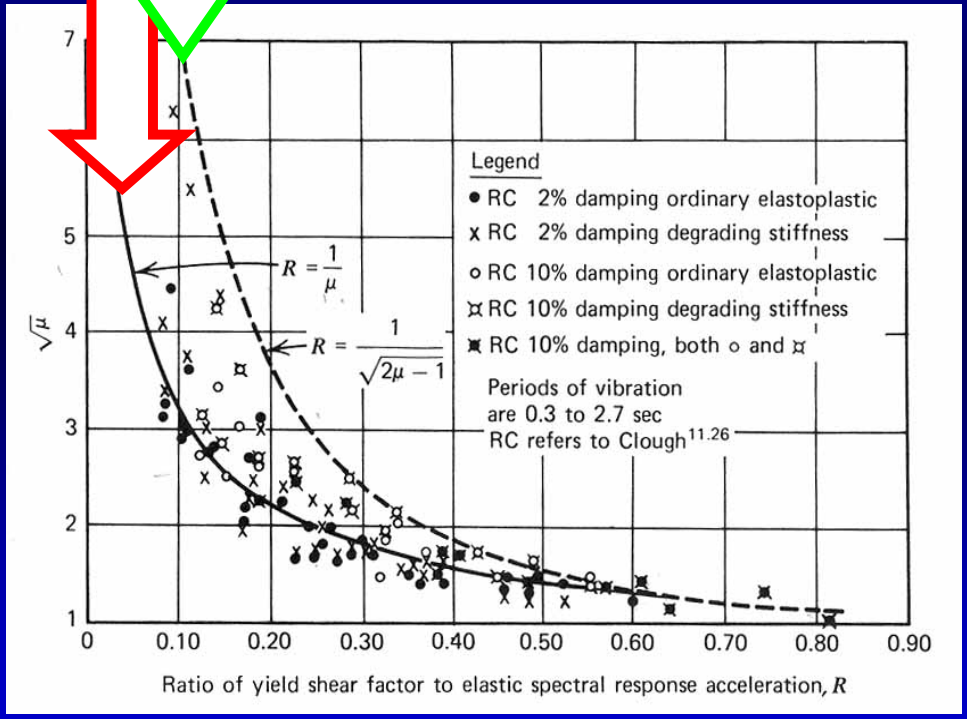


Park & Paulay

1975

CRITERIO DELLA STESSA ENERGIA

CRITERIO DELLO STESSO SPOSTAMENTO



Comportamenti sismicamente equivalenti (criterio max spostamento)

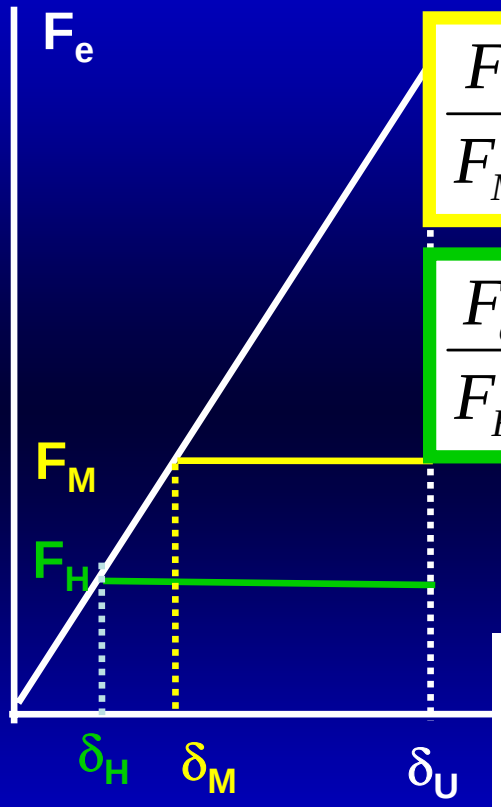
Forza

ESEMPIO:

Si può ridurre l'azione elastica mediante un FATTORE DI STRUTTURA 4

SE

la struttura ha DUTTILITA' 4



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

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

Riduzione forze :

Fattore di Struttura q

=

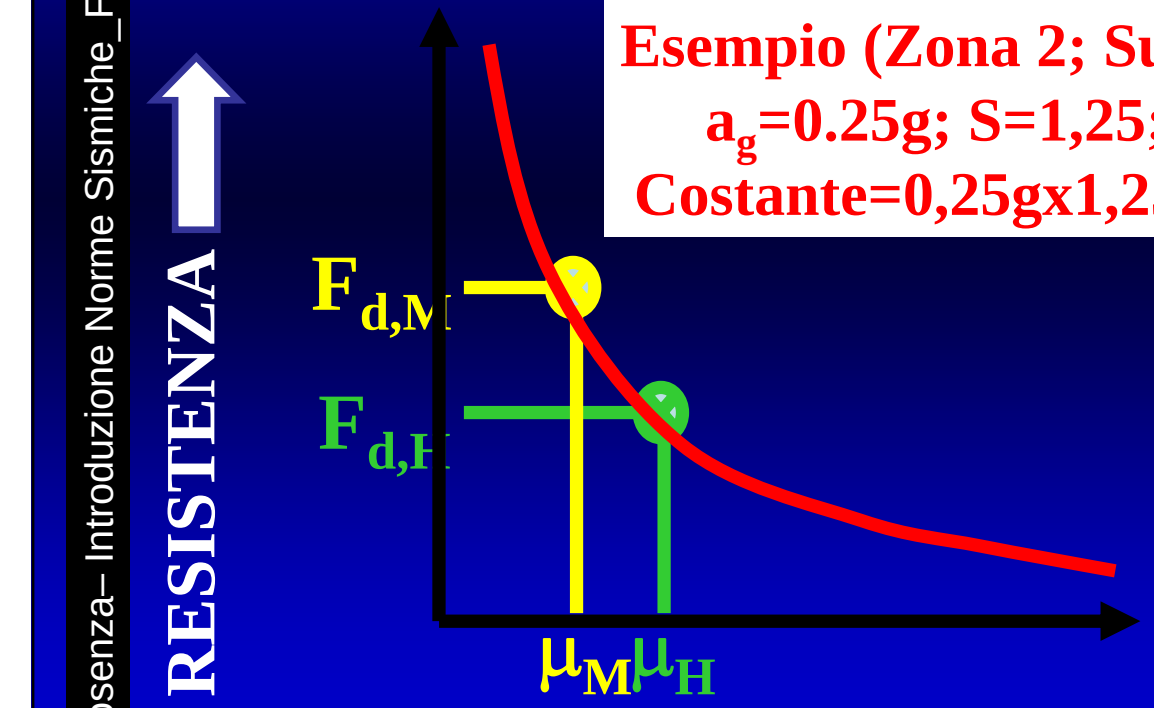
Duttilità

$$F_e = a_g \cdot S \cdot S_e(T) \cdot m$$

$$F_d = \frac{F_e}{q} = \frac{F_e}{\mu}$$

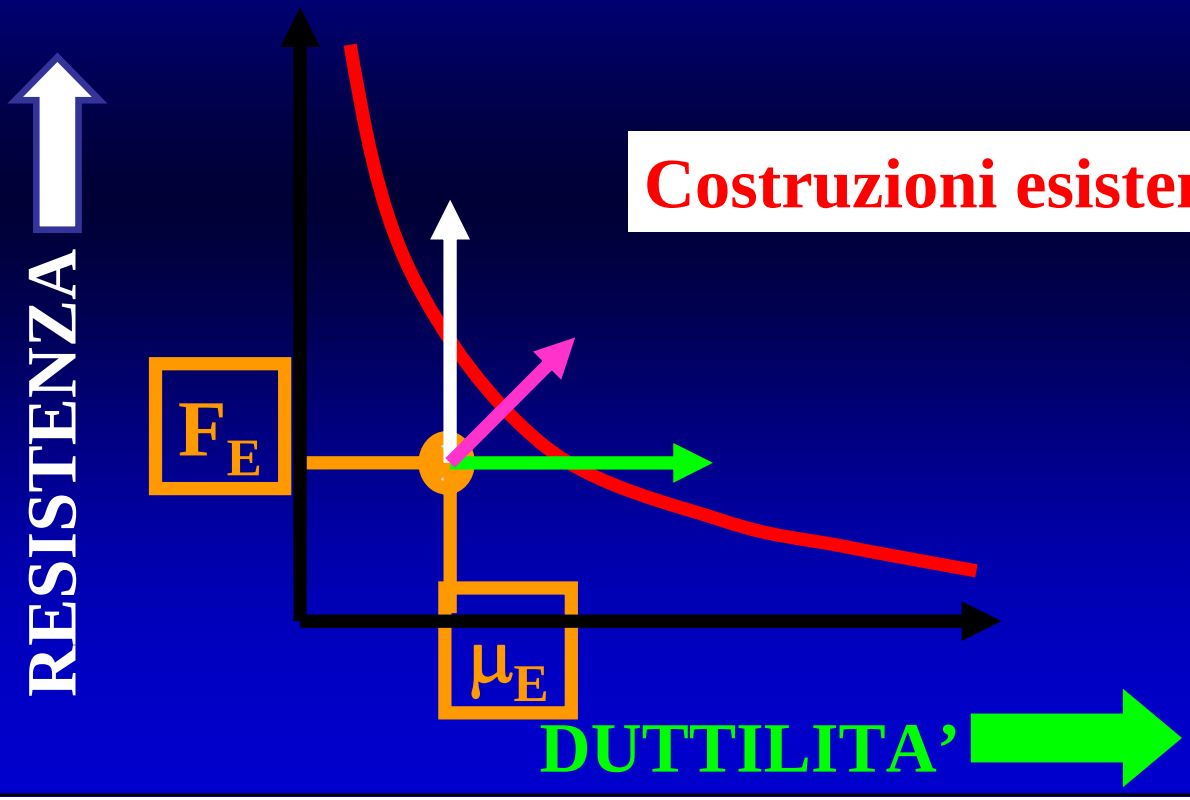
$$F_d \cdot \mu = F_e = a_g \cdot S \cdot S_e(T) \cdot m = \text{costante}$$

Esempio (Zona 2; Suolo B, T=0,4sec):
a_g=0.25g; S=1,25; S_e(T=0.4)=2,5
Costante=0,25gx1,25x2,5xm=0,78mg



$$\mu_M \approx 0.7\mu_H$$
$$F_{d,M} \approx 1.43F_{d,H}$$

$$F_d \cdot \mu = F_e = a_g \cdot S \cdot S_e(T) \cdot m = \text{costante}$$



Costruzioni esistenti

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

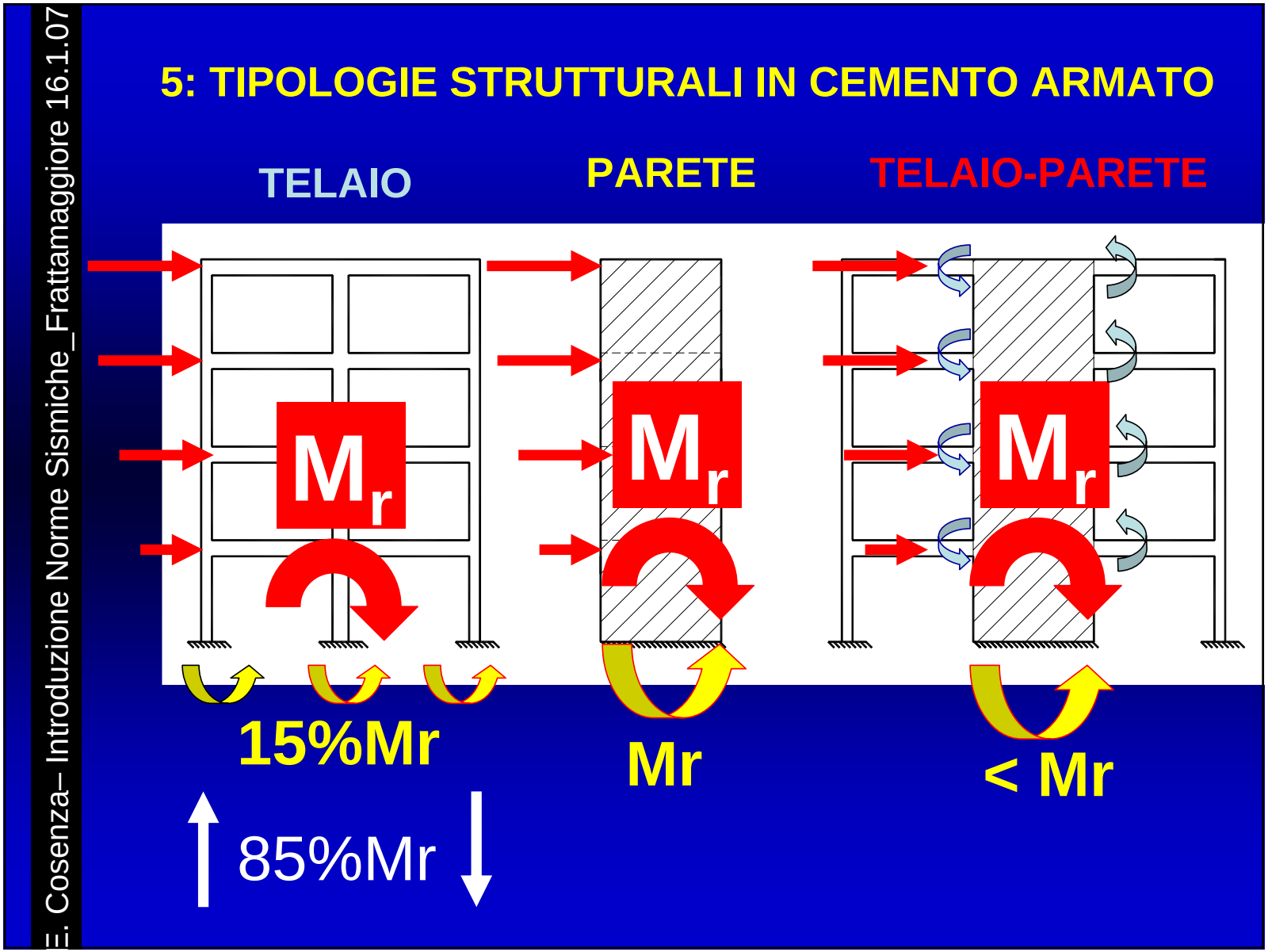
Table 5.1: Basic value of the behaviour factor, q_o, for systems regular in elevation

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

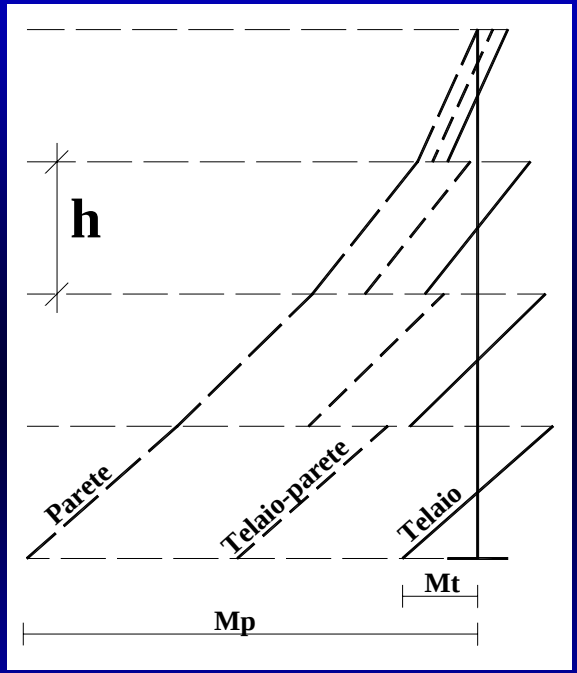
(3) For buildings which are not regular in elevation, the value of q_o should be reduced by 20% (see **4.2.3.1(7)** and Table 4.1).

Regolarità in elevazione **(riduzione0,8)**

5: TIPOLOGIE STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO



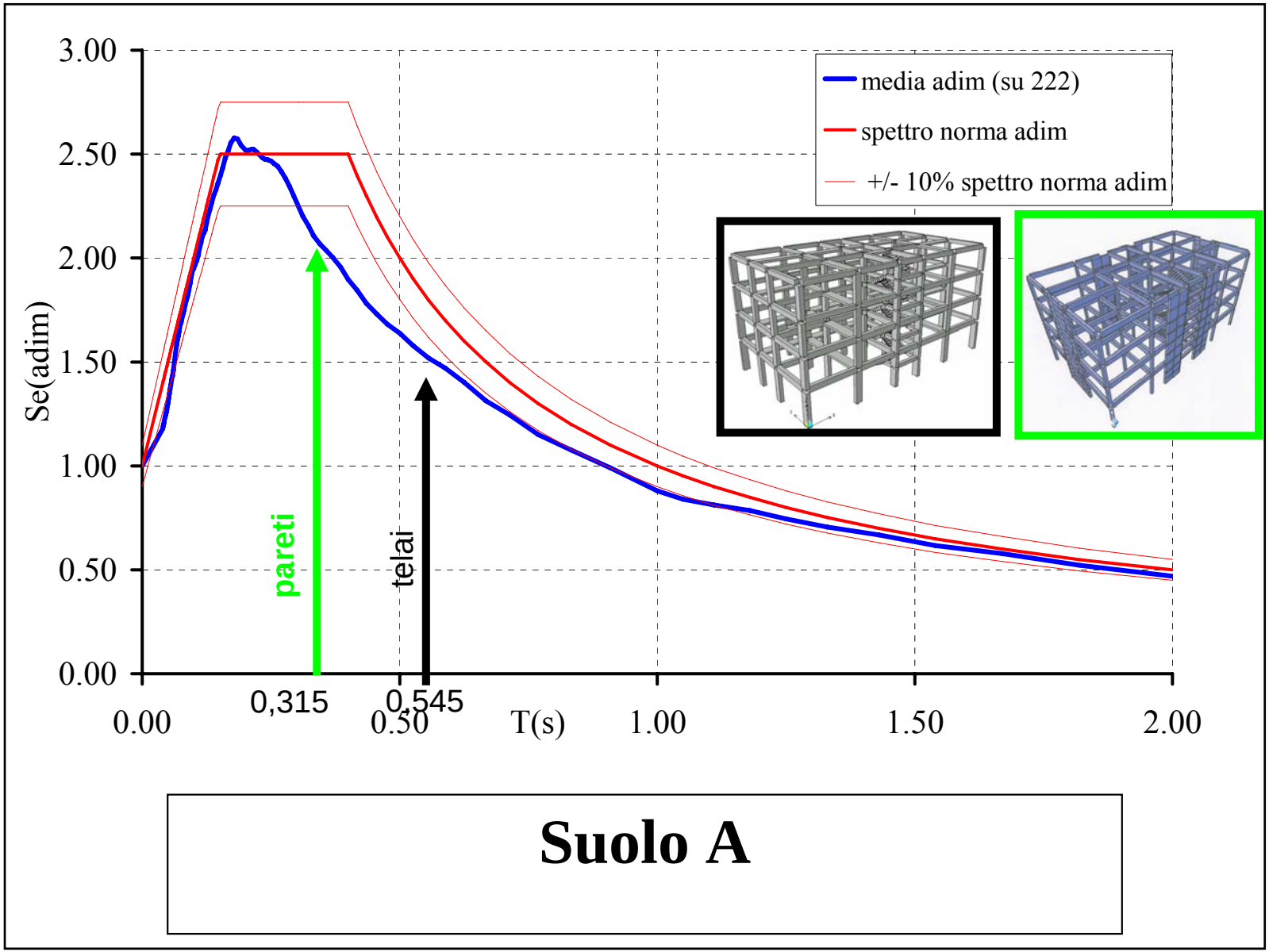
Andamento dei momenti flettenti lungo l'altezza

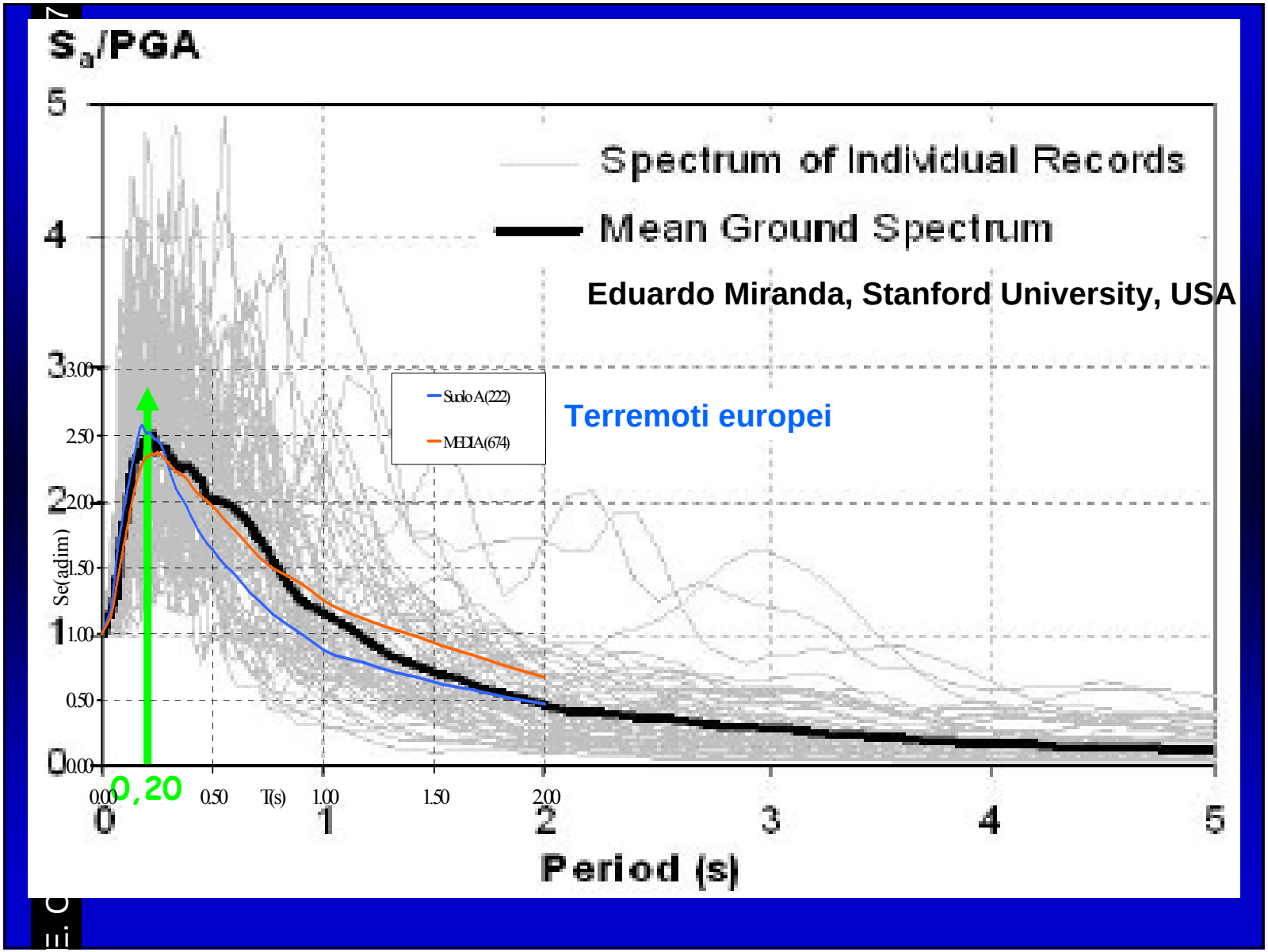


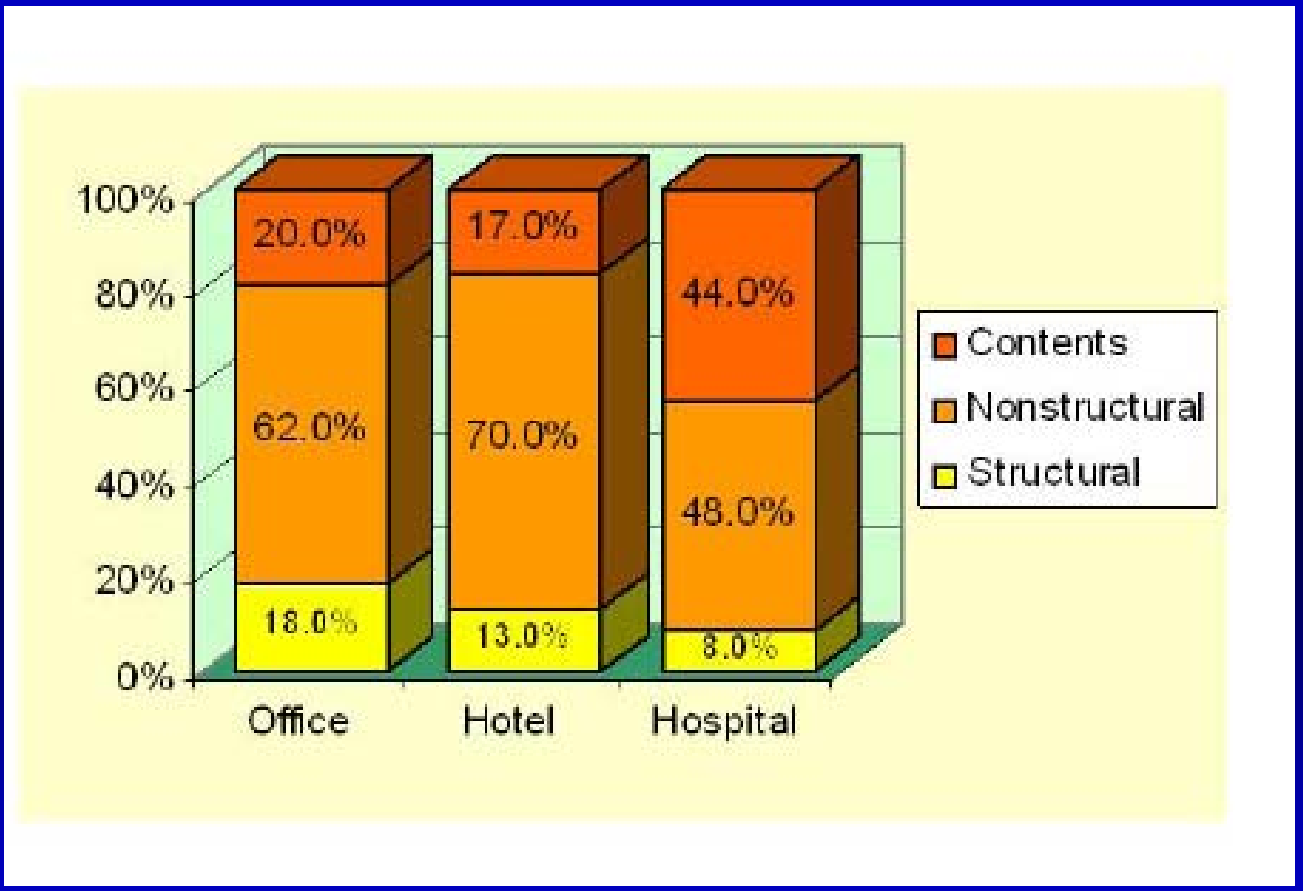
$$Mp = C \cdot n \cdot W_i \cdot \frac{2}{3} \cdot n \cdot h$$

$$Mt = C \cdot n \cdot W_i \cdot \frac{h}{2}$$

$$\frac{Mp}{Mt} = \frac{4}{3} \cdot n$$

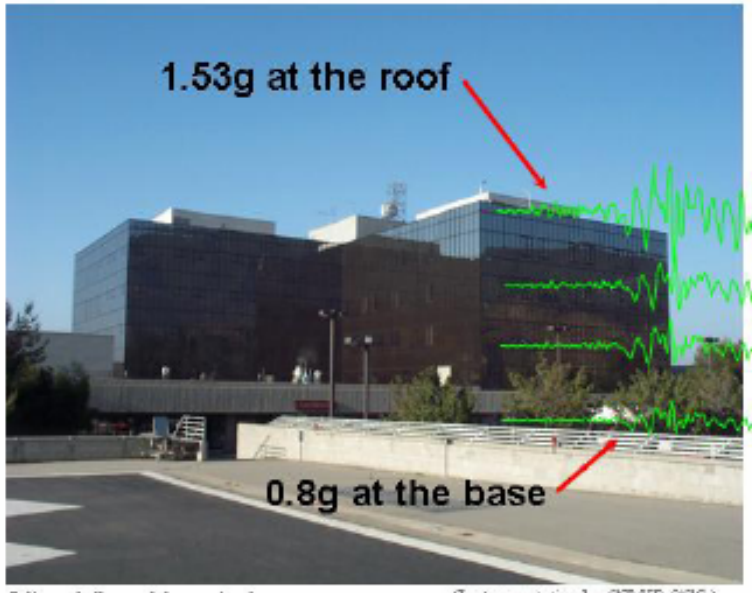

3.00
2.50
2.00
1.50
1.00
0.50
0.00
Se(adim)
media adim (su 222)
spettro norma adim
+/- 10% spettro norma adim
pareti
telai
0,315
0,545
0.00
0.50
T(s)
1.00
1.50
2.00
Suolo A


S_a/PGA
Spectrum of Individual Records
Mean Ground Spectrum
Eduardo Miranda, Stanford University, USA
Suolo A(222)
MEDIA(674)
Terremoti europei
Se(adim)
T(s)
0,20
Period (s)


100%
80%
60%
40%
20%
0%
20.0%
62.0%
18.0%
17.0%
70.0%
13.0%
44.0%
48.0%
8.0%
Office
Hotel
Hospital
Contents
Nonstructural
Structural

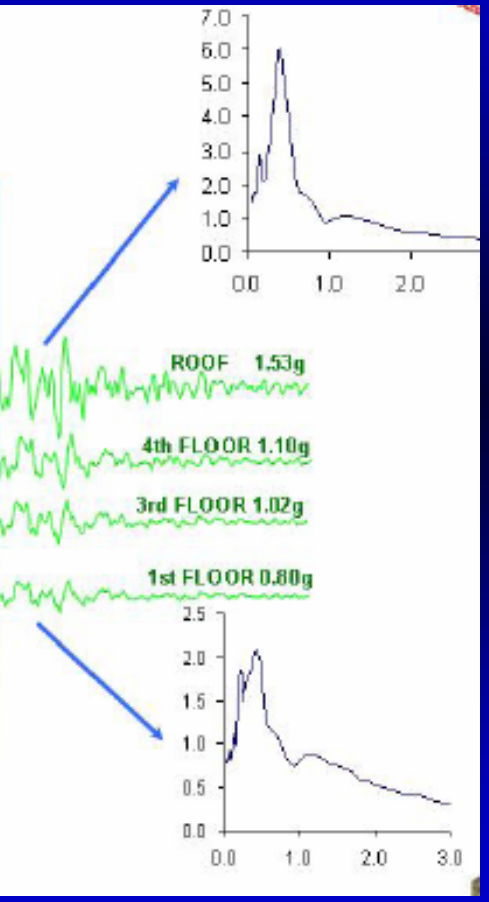
1999 Izmit Turkey, earthquake (Photo by Sezen/PEER)

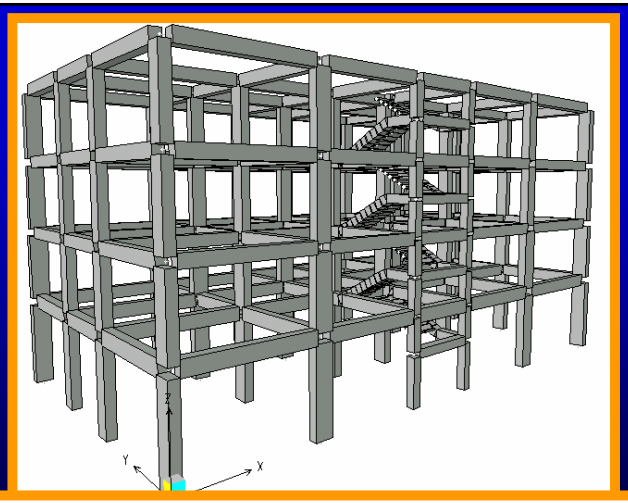
Olive View Medical Center in Sylmar, CA
1994 Northridge earthquake



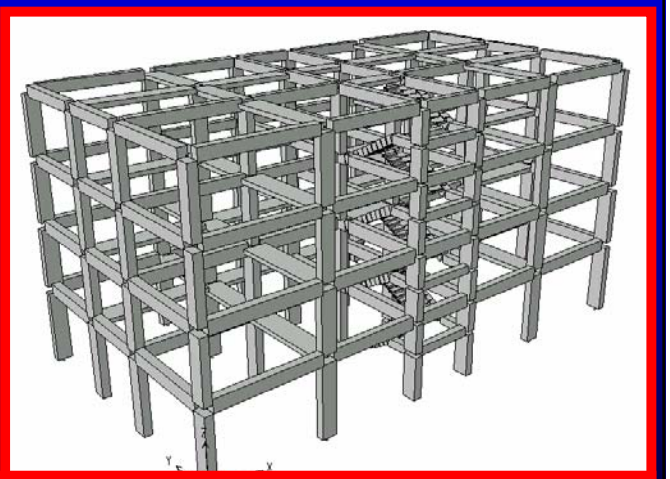
Olive View Hospital

(Instrumentation by CSMIP-CGS)
(Photo by E. Miranda)

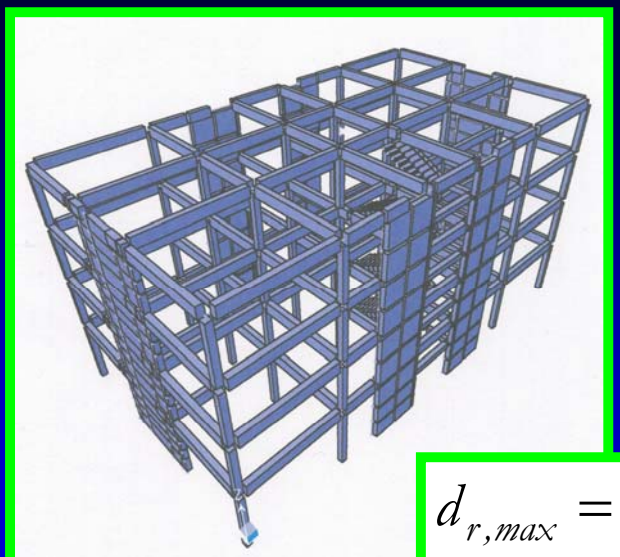




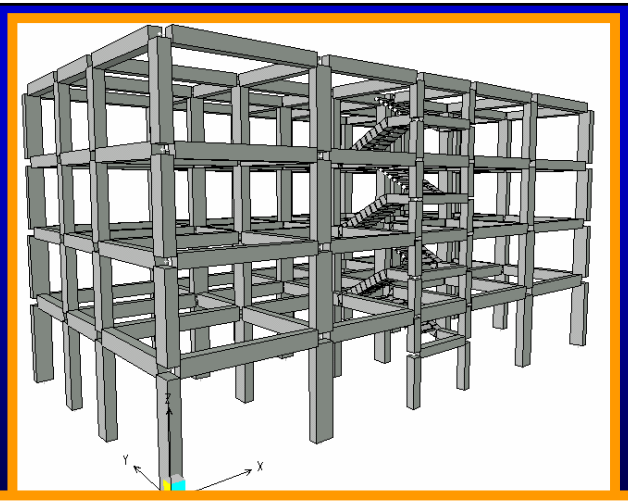
$$d_{r,max} = 0{,}00433\ h \leq 0{,}005\ h$$



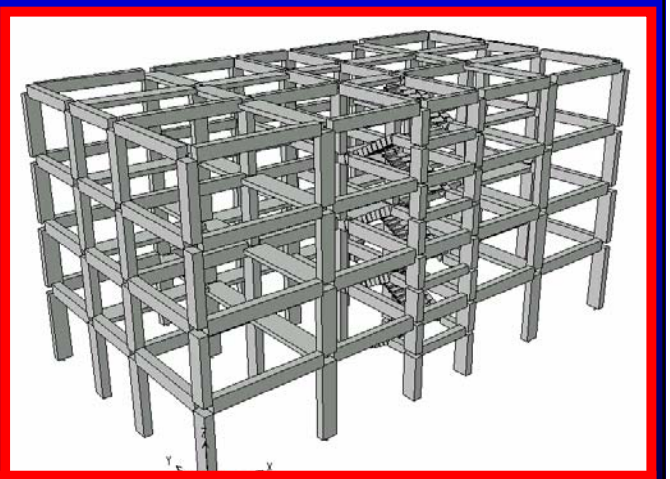
$$d_{r,max} = 0{,}00454\ h \leq 0{,}005\ h$$



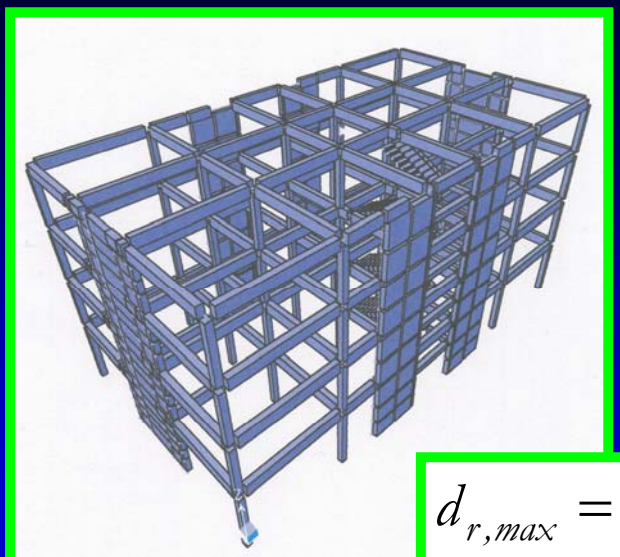
$$d_{r,max} = 0{,}0016\ h \leq 0{,}005\ h$$



$$d_{r,max} = 0{,}00433\ h \leq 0{,}005\ h$$

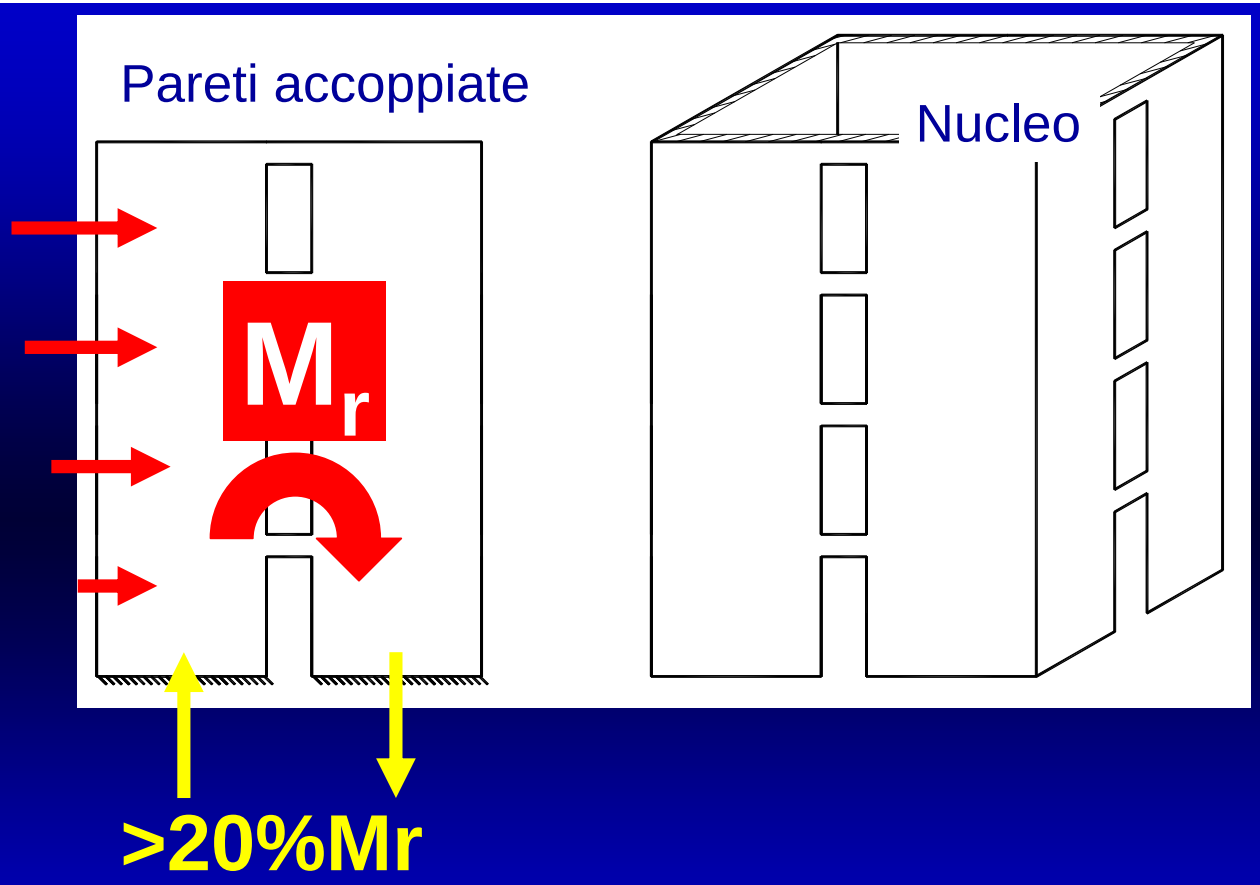


$$d_{r,max} = 0{,}00454\ h \leq 0{,}005\ h$$



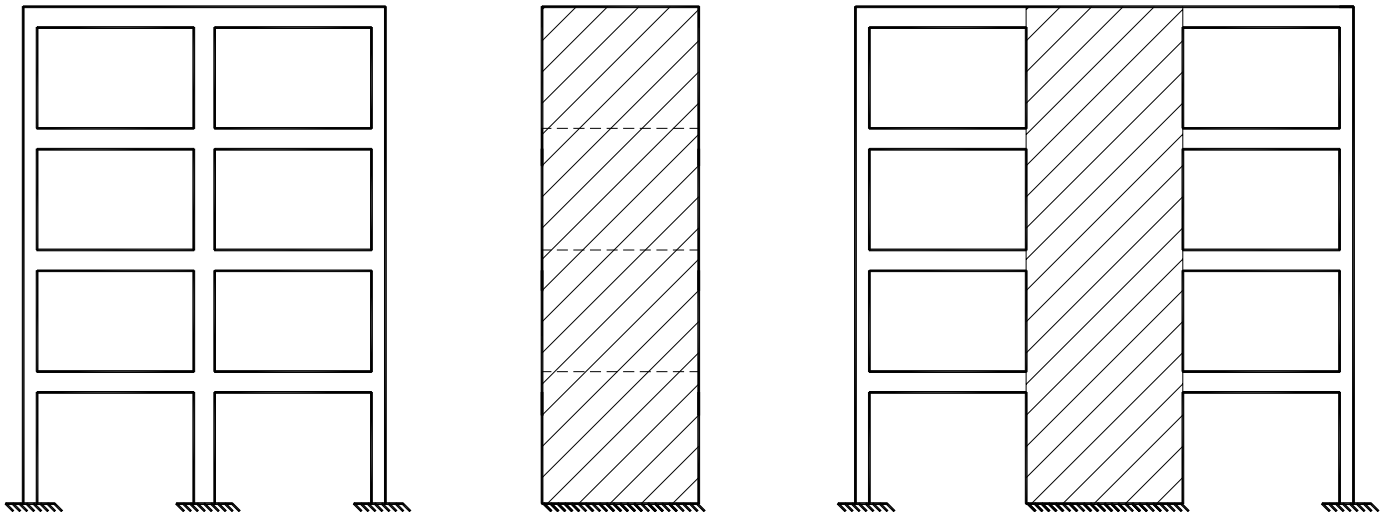
$$d_{r,max} = 0{,}0016\ h \leq 0{,}005\ h$$

Schermi idonei ad assorbire azioni orizzontali



Pareti accoppiate quando il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato per almeno il 20% dalla coppia prodotta dagli sforzi orizzontali indotti nelle pareti dall'azione sismica.

TELAIO | **PARETE** | **TELAIO-PARETE**



Strutture a telaio
q_0=4.5 α_u/α_1

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

q=5.85

Strutture a parete
q_0=4.0 α_u/α_1

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

q=4.40

Strutture miste telaio-parete
q_0=4.5 α_u/α_1

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

q=5.30

ORDINANZA: Valori di q_0

Dipendono dalla tipologia di struttura e dal rapporto α_u / α_1

Strutture a telaio	$q_0 = 4.5\ \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a parete	$q_0 = 4.0\ \alpha_u / \alpha_1$
Strutture miste telaio-parete	$q_0 = 4.0\ \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a nucleo	$q_0 = 3.0$

Le irregolarità sia in pianta che in elevazione non consentono una uniforme distribuzione del danno e quindi un corretto sfruttamento delle risorse (resistenza e duttilità) della struttura

1985 Kobe, Japan

1975 Mexico City

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

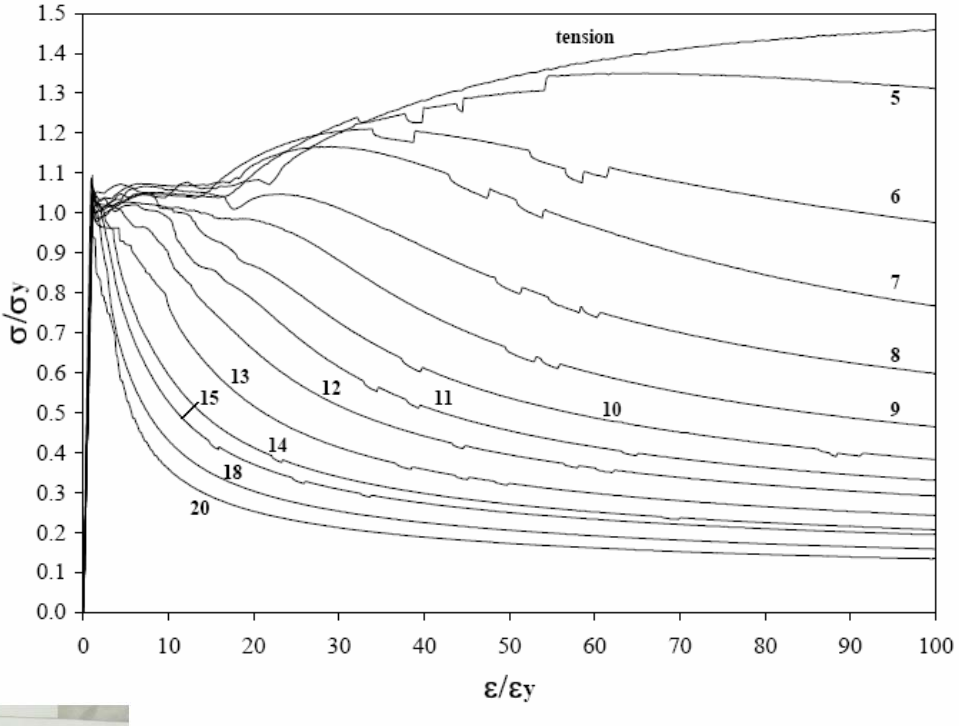
$$d_{bw} \geq 0{,}4 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{ydL} / f_{ydw}} \qquad (2.28)$$

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

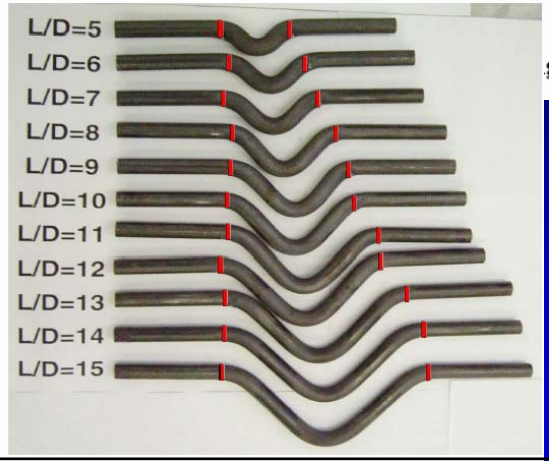
$$s = \min \{b_0/3;\ 125;\ 6d_{bL}\} \qquad (2.29)$$

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 compresse per insufficienza staffe

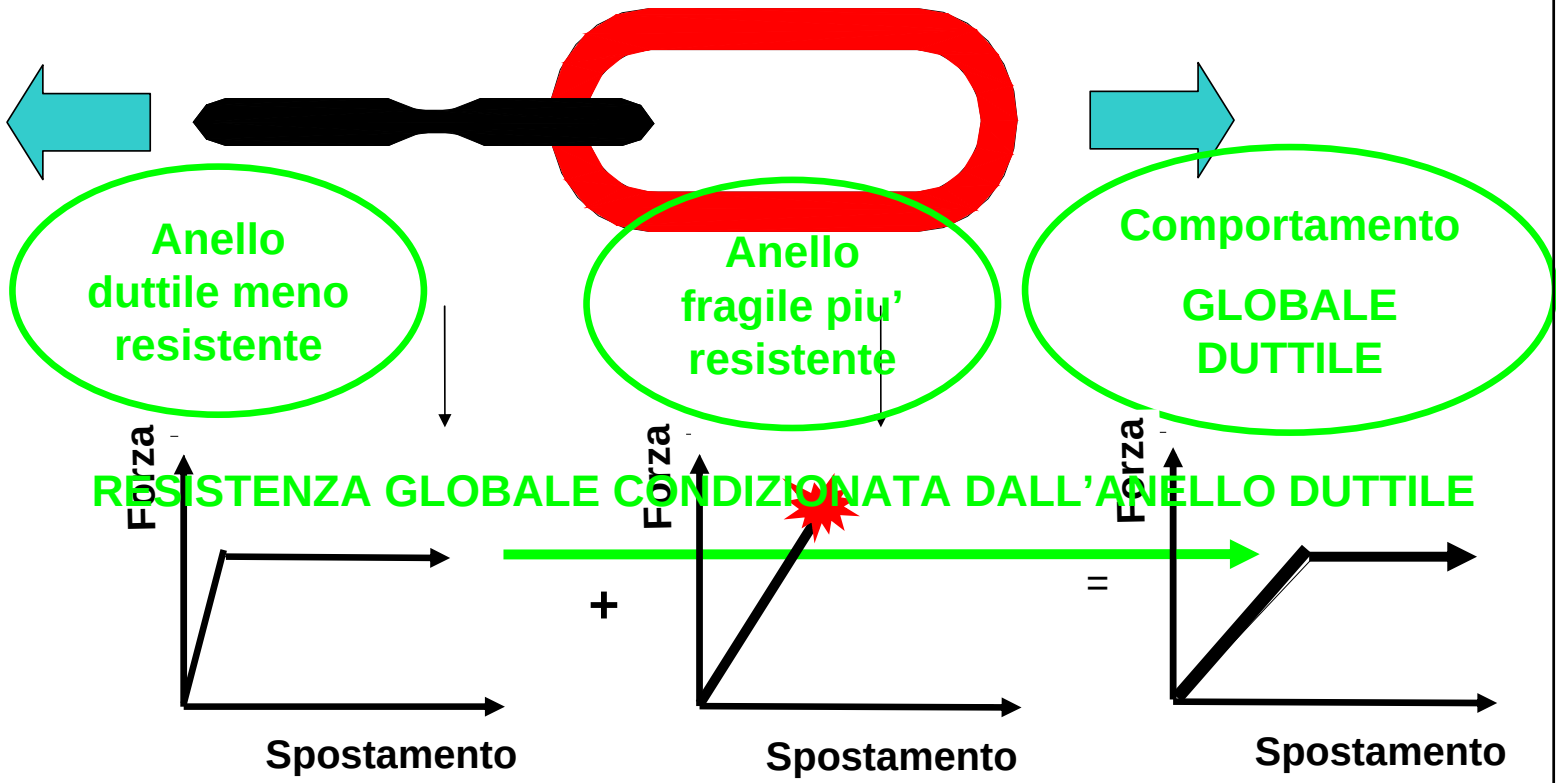


gure 10. Normalized compressive stress-strain curves for D12 rebars

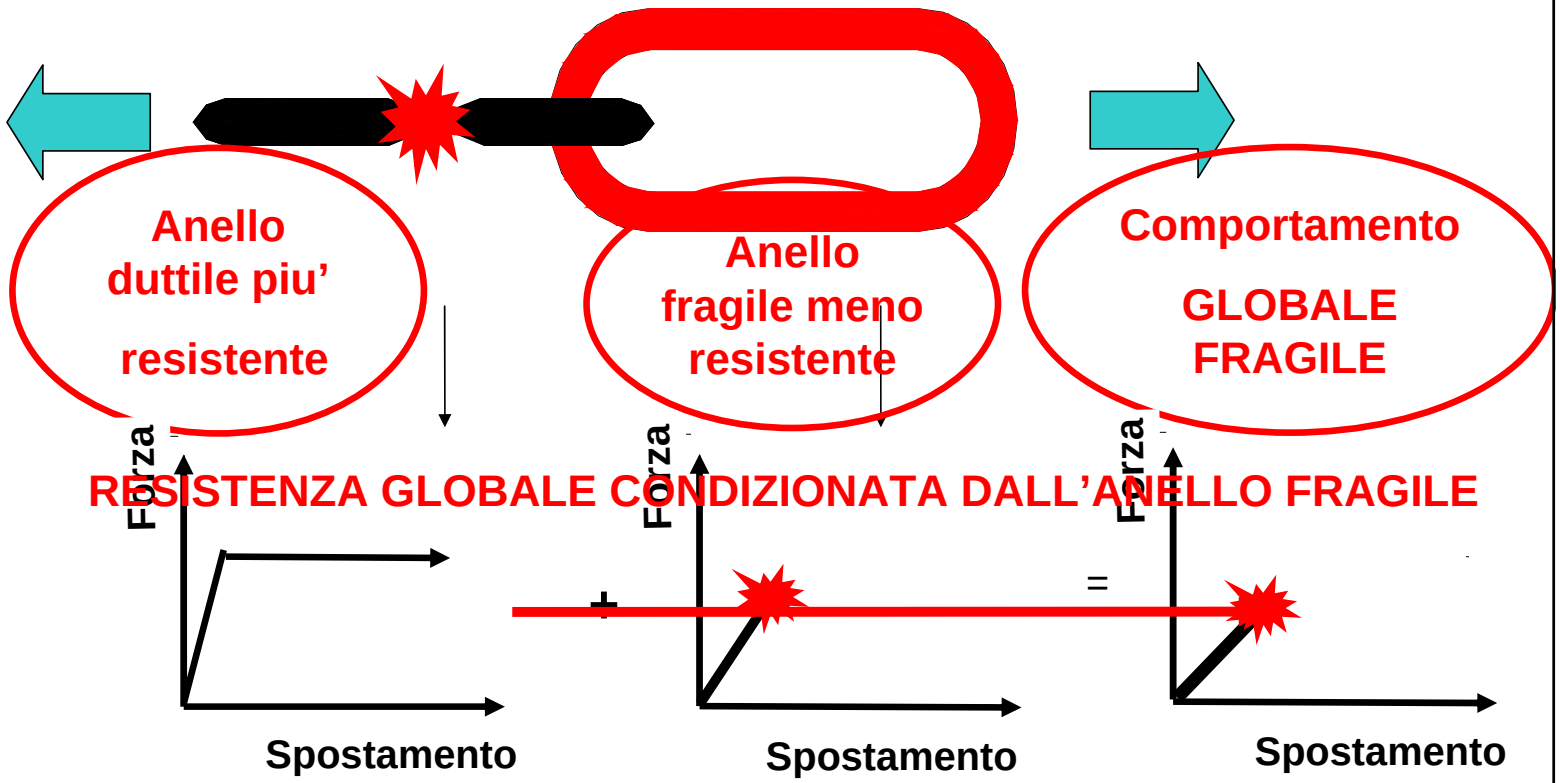


- Gerarchia delle resistenze

GERARCHIA DELLE RESISTENZE (CORRETTA !)



GERARCHIA DELLE RESISTENZE (ERRATA!)



RESISTENZA GLOBALE CONDIZIONATA DALL'ANELLO FRAGILE

GERARCHIA DELLE RESISTENZE

NELLA SEZIONE:

CALCESTRUZZO / ACCIAIO

NEGLI ELEMENTI

(Travi, Pilastri, Pareti)

TAGLIO / FLESSIONE

Meccanismo di piano NO

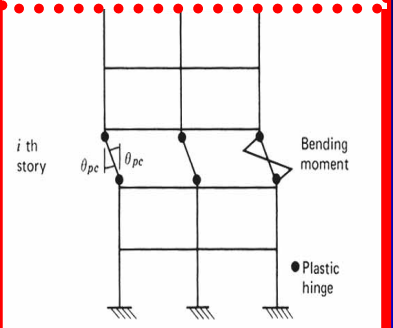


Fig. 11.29. Column sidesway mechanism in *i*th story.

Meccanismo globale SI

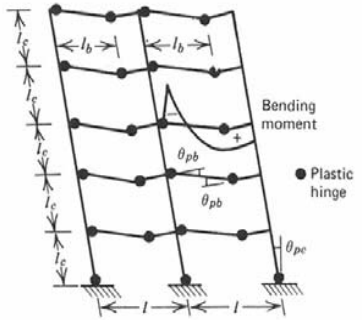


Fig. 11.31. Beam sidesway mechanism.

NEI TELAI:

PILASTRI / TRAVI

GERARCHIA DELLE RESISTENZE

NELLA SEZIONE:

CALCESTRUZZO / ACCIAIO

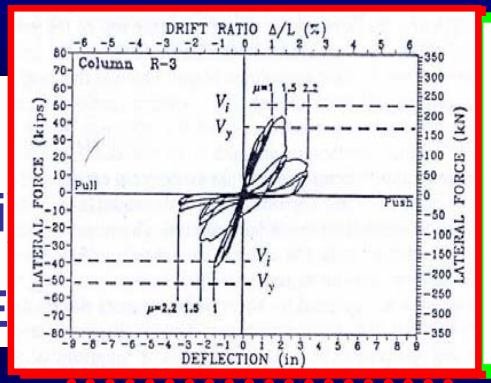
NEGLI ELEMENTI

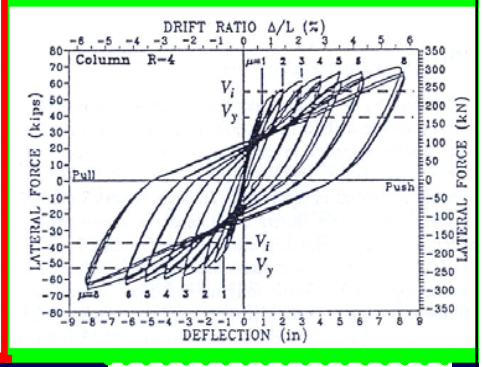
(Travi, Pilastri, Pareti

TAGLIO / FLESSIONE

NEI TELAI:

PILASTRI / TRAVI





Meccanismo di piano NO

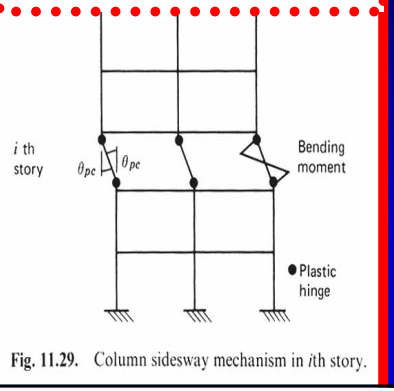


Fig. 11.29. Column sidesway mechanism in *i*th story.

Meccanismo globale SI

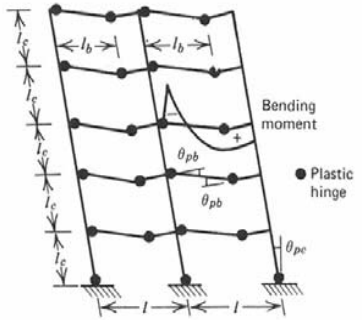


Fig. 11.31. Beam sidesway mechanism.

16.1.07

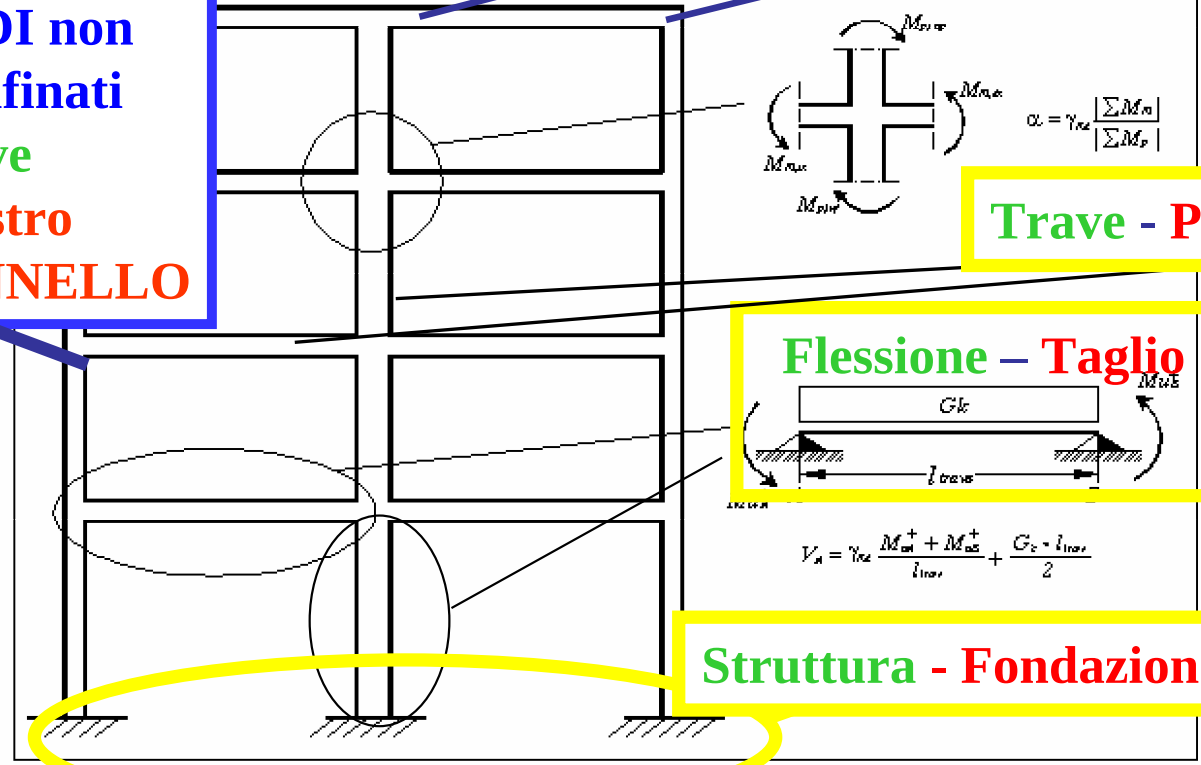
GERARCHIA DELLE RESISTENZE

SEZIONI

Acciaio - Calcestruzzo

Struttura verticale - Impalcato

NODI non confinati
Trave
Pilastro
PANNELLO



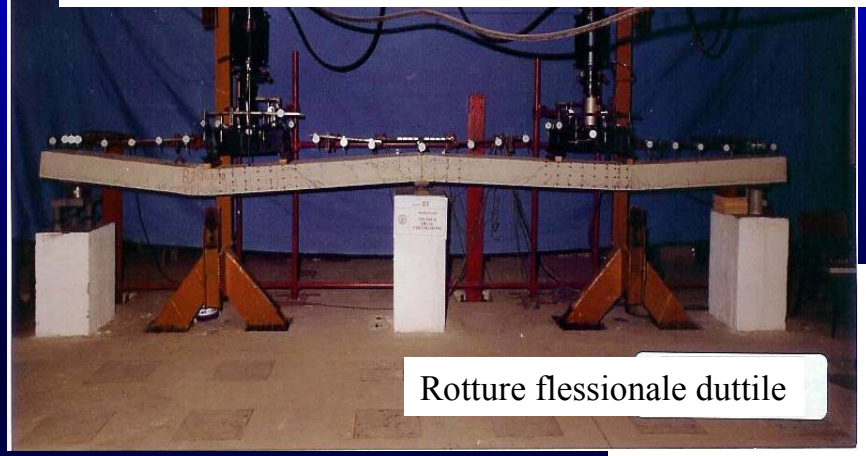
Trave - Pilastro

Flessione – Taglio

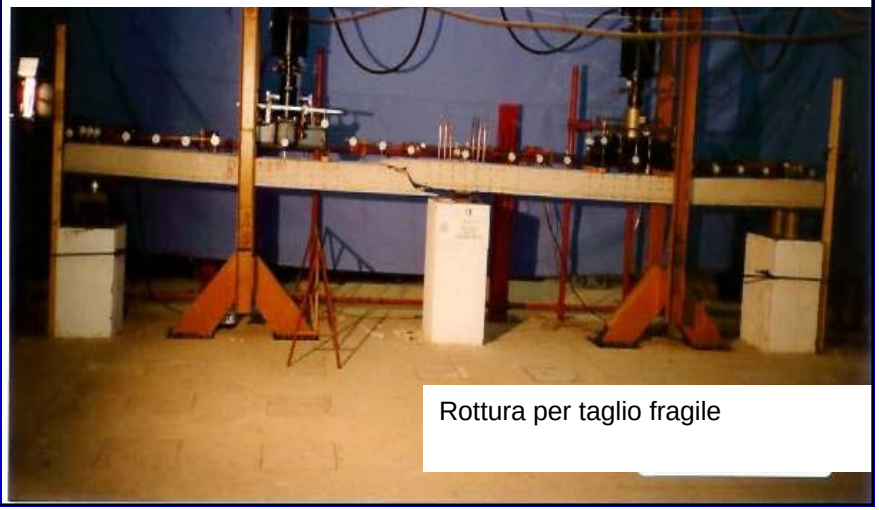
Struttura - Fondazione

GERARCHIA DELLE RESISTENZE

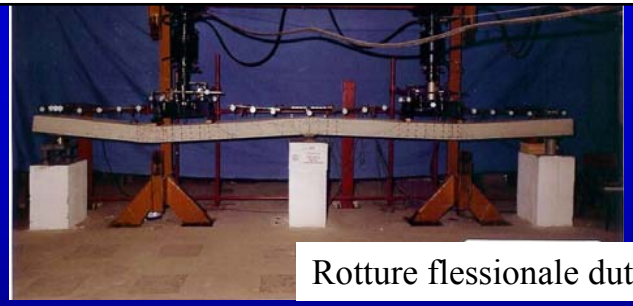
TAGLIO / FLESSIONE



Rotture flessionale duttile



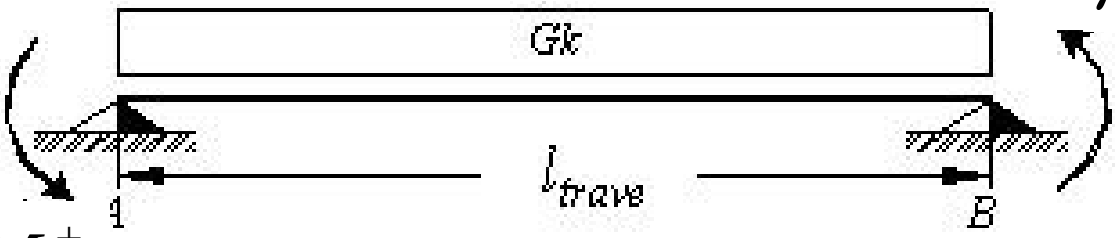
Rottura per taglio fragile



Rotture flessionale duttile

Rottura per taglio fragile

amplificazione del taglio di progetto nelle travi per la CD A

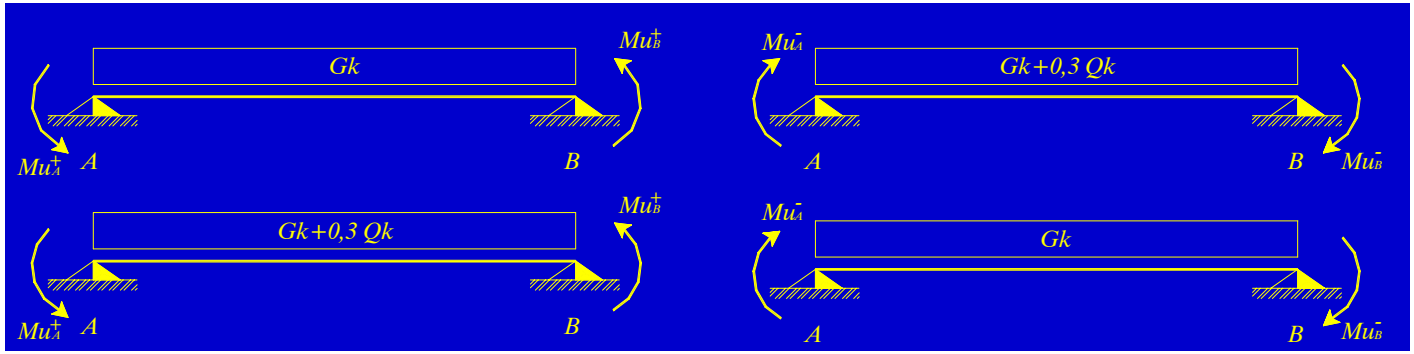


$\gamma_{Rd} M^{+}_{uB}$

$\gamma_{Rd} M^{+}_{uA}$

$$\gamma_{Rd} = 1.20 \Rightarrow 1.15 < f_t / f_y < 1.35$$

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



Si è indicato con M_u^+ il momento resistente avente verso antiorario. I valori dei momenti delle sezioni di estremità sono:

$$M_{uA}^{+} = 309\ kNm \qquad M_{uB}^{+} = 180\ kNm$$

Il contributo dei carichi gravitazionali agenti sulla trave è:

$$G_k = 31{,}1\ kN/m$$

Il taglio è variabile linearmente lungo la trave e pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd}\frac{M_{uA}^{+} + M_{uB}^{+}}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} = 1{,}2\frac{309+180}{5{,}80} + \frac{31{,}1 \cdot 5{,}80}{2} = 191\ kN$$

$$V_B = \gamma_{Rd}\frac{M_{uA}^{+} + M_{uB}^{+}}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} = 1{,}2\frac{309+180}{5{,}80} - \frac{31{,}1 \cdot 5{,}80}{2} = 11\ kN$$

Sisma da destra e carichi verticali ridotti

Assenza Sisma e carichi verticali amplificati

Sisma da sinistra e carichi verticali ridotti

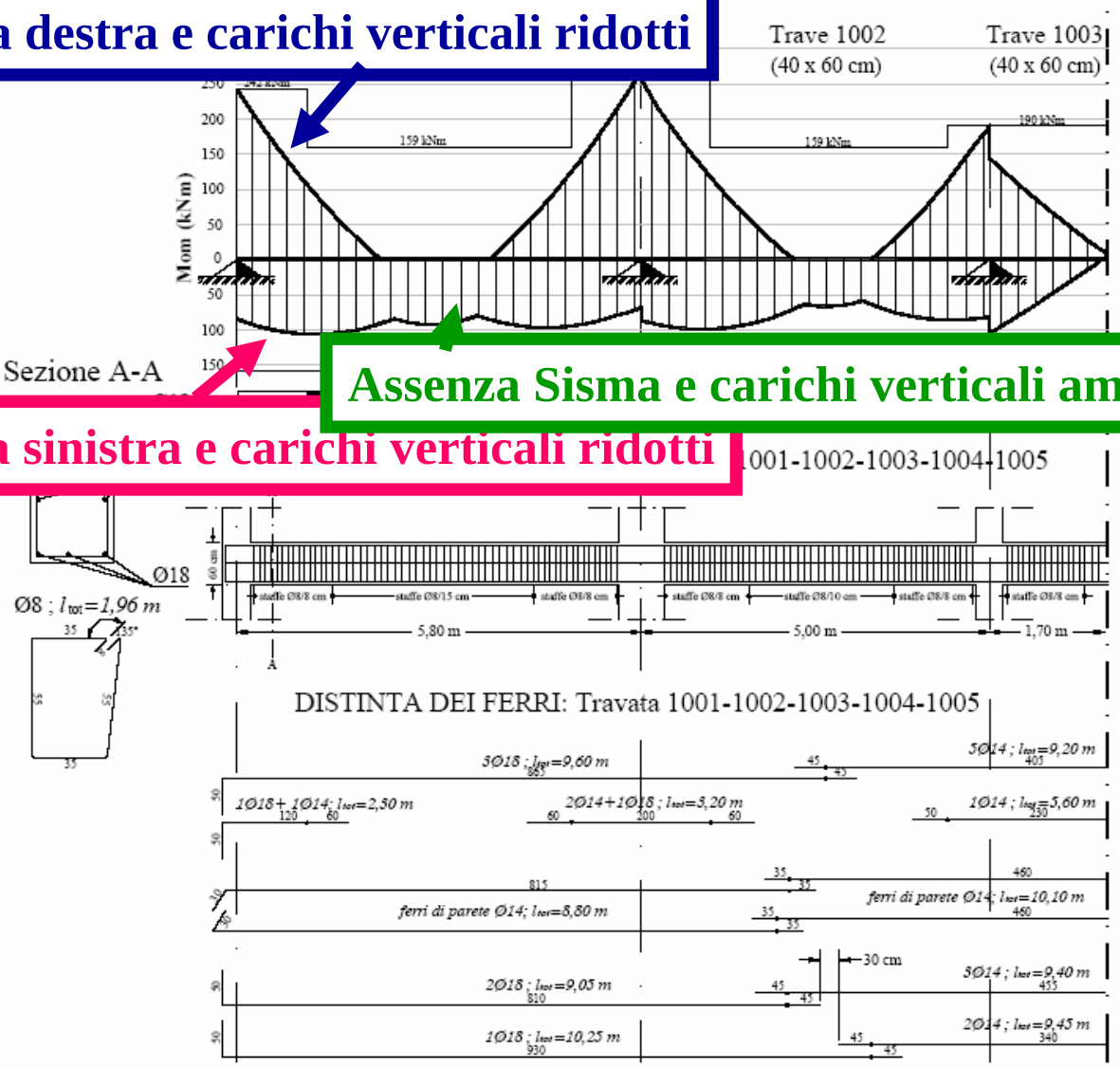


Fig. 2.26 Distinta delle armature-travata 1001-1002-1003-1004-1005; parte sinistra

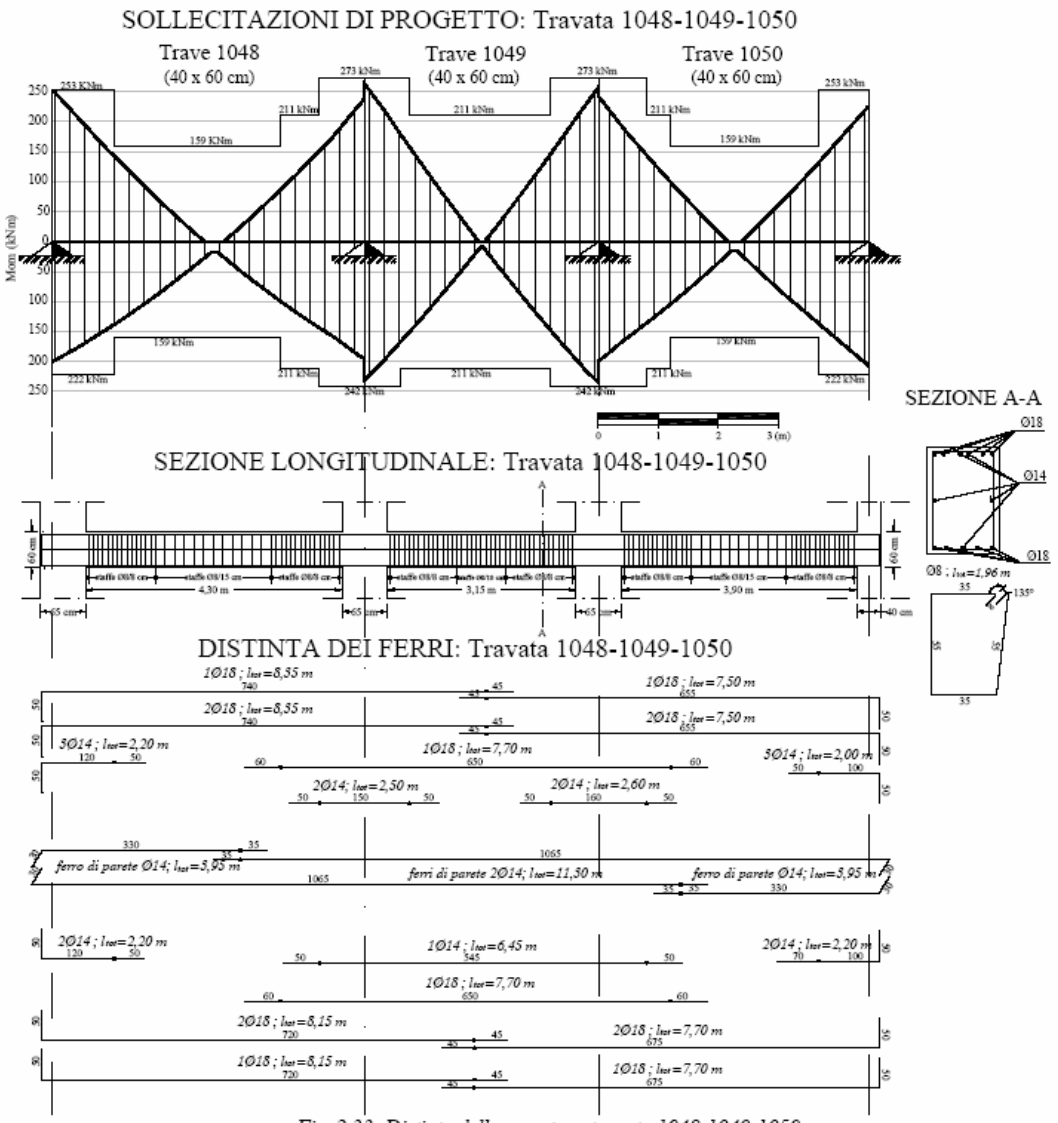
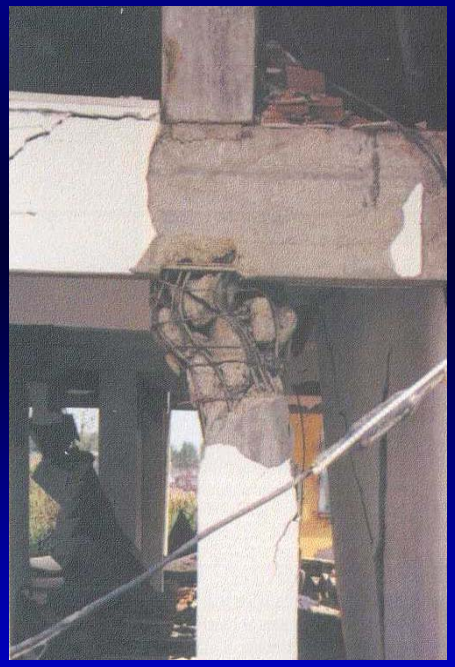


Fig. 2.33 Distinta delle armature-travata 1048-1049-1050

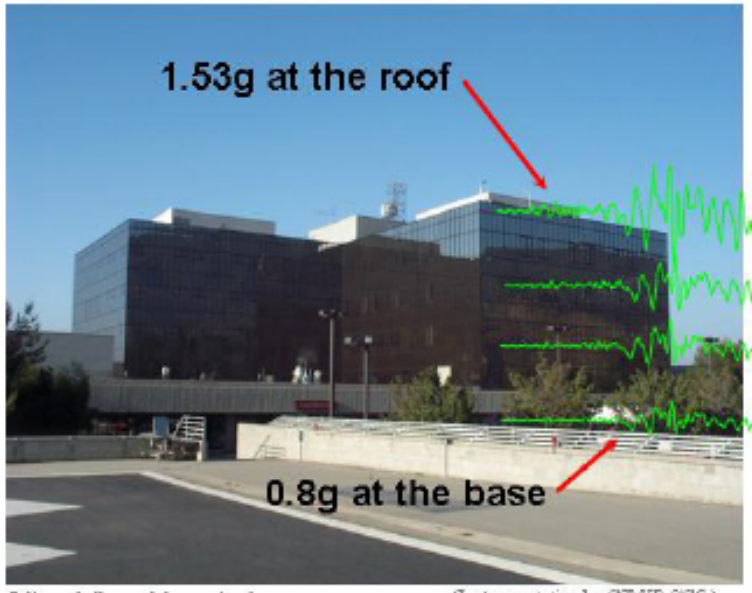
- zona critica nel nodo trave-colonna

- Sistema colonna debole-trave forte
- Zona critica nella colonna



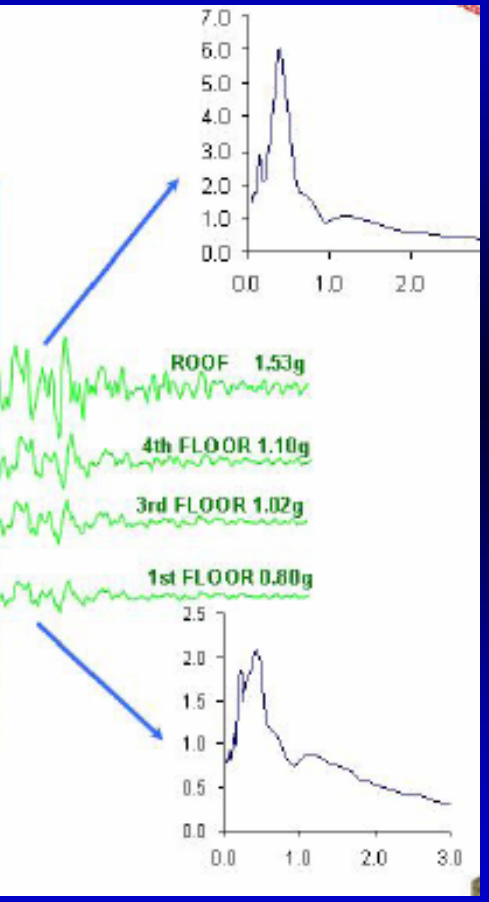
Turchia, Agosto 1999

Olive View Medical Center in Sylmar, CA
1994 Northridge earthquake



Olive View Hospital

(Instrumentation by CSMIP-CGS)
(Photo by E. Miranda)



Meccanismo di piano

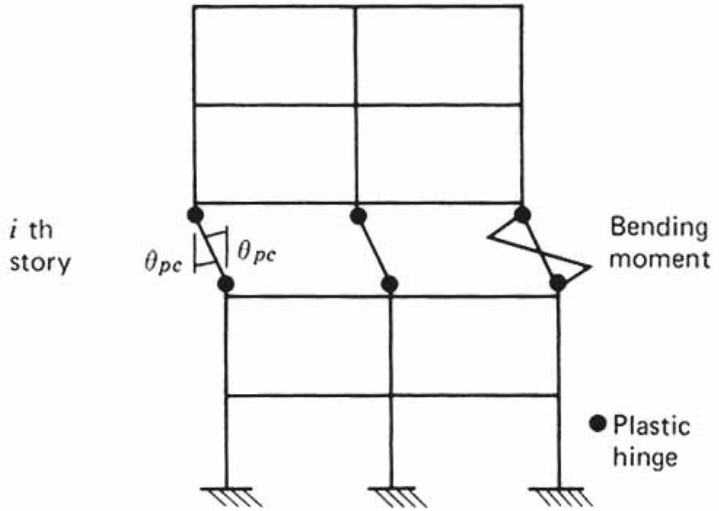


Fig. 11.29. Column sidesway mechanism in *i*th story.

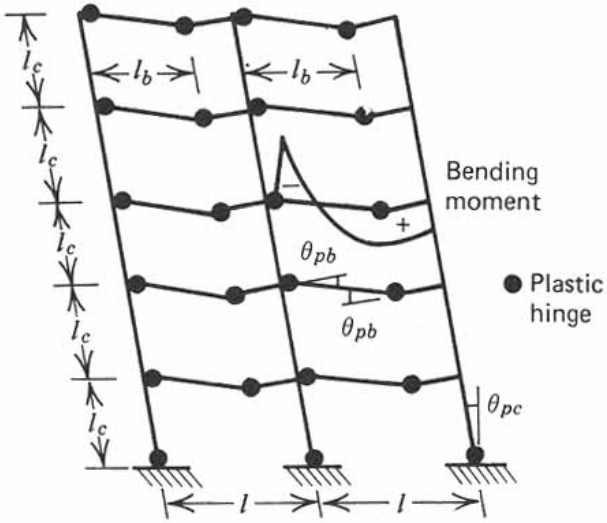


Fig. 11.31. Beam sidesway mechanism.

Meccanismo globale

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*):

$$\sum M_{Rc} \geq 1{,}3 \sum M_{Rb} \qquad (2.24)$$

M^h_{Rc}

CD "H"

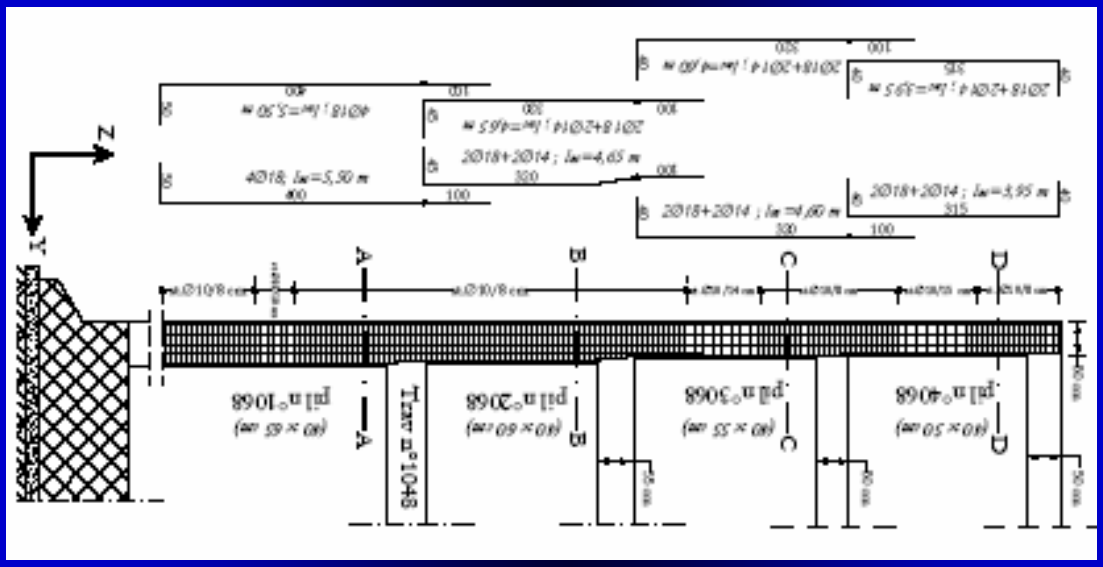
$\gamma_{RD} M^i_{Rd}$

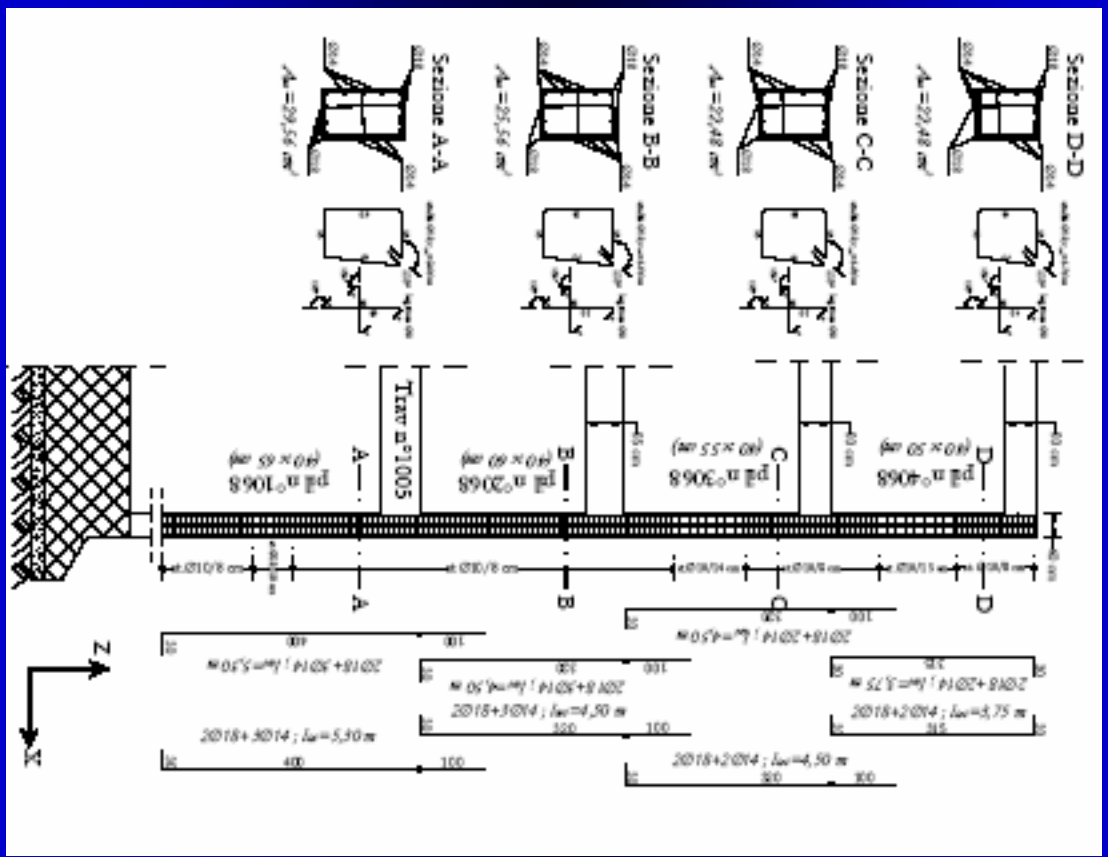
$\gamma_{RD} M^j_{Rd}$

M^k_{Rc}

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

$$\gamma_{Rd} = 1.20 \Rightarrow 1.15 < f_t / f_y < 1.35$$





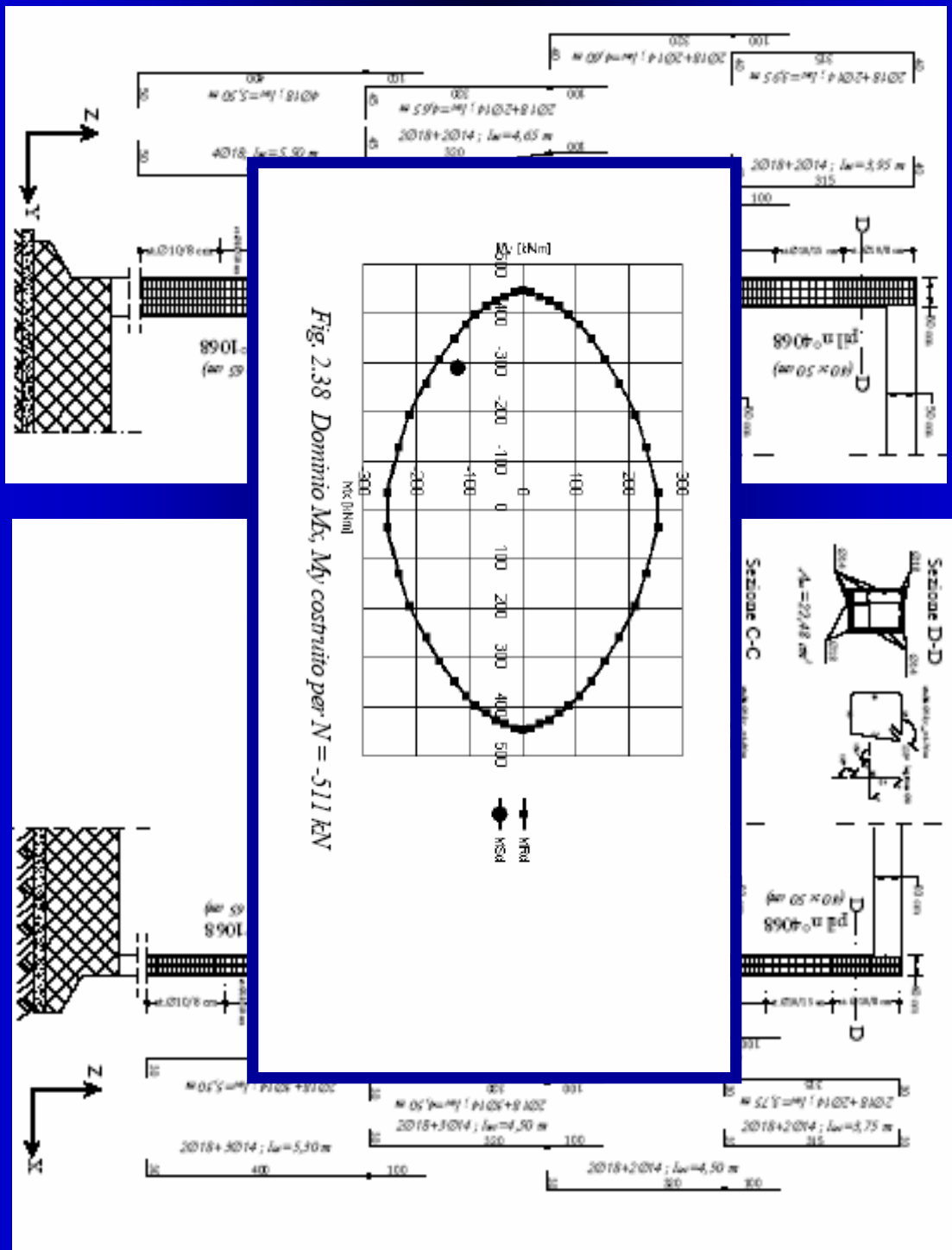


Fig. 2.38 Dominio Mx, My costruito per N = -511 kN

L’assenza delle staffe nei nodi provoca una crisi prematura dovuta alla rottura del calcestruzzo ed anche all’instabilità delle barre

1999 Kocaeli, Turkey

16.1.07

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:

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

b) per nodi trave-pilastro esterni:

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

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:

$$V_{jhd} \le \eta f_{cd}\sqrt{1-\frac{\nu_d}{\eta}}\,b_j h_c \qquad (2.38)$$

dove: $\nu_1 = 0{,}7\left(1 - f_{ck}/250\right) = 0{,}7\left(1 - 30/250\right) = 0{,}616$;
$\eta = 0{,}7\left(1 - f_{ck}/250\right)$;
ν_d è lo sforzo assiale normalizzato nel pilastro al di sopra del nodo ($\nu_d = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$);
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:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \ge \frac{\left(\dfrac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}}\right)^2}{f_{ctd} + \nu_d f_{cd}} - f_{ctd} \qquad (2.41)$$

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

$$A_{sh}f_{syd} \ge \gamma_{Rd}\left(A_{s1} + A_{s2}\right)f_{yd}\left(1 - 0{,}8\nu_d\right) \qquad (2.42)$$

b) Per i nodi esterni:

$$A_{sh}f_{syd} \ge \gamma_{Rd}A_{s2}f_{yd}\left(1 - 0{,}8\nu_d\right) \qquad (2.43)$$

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

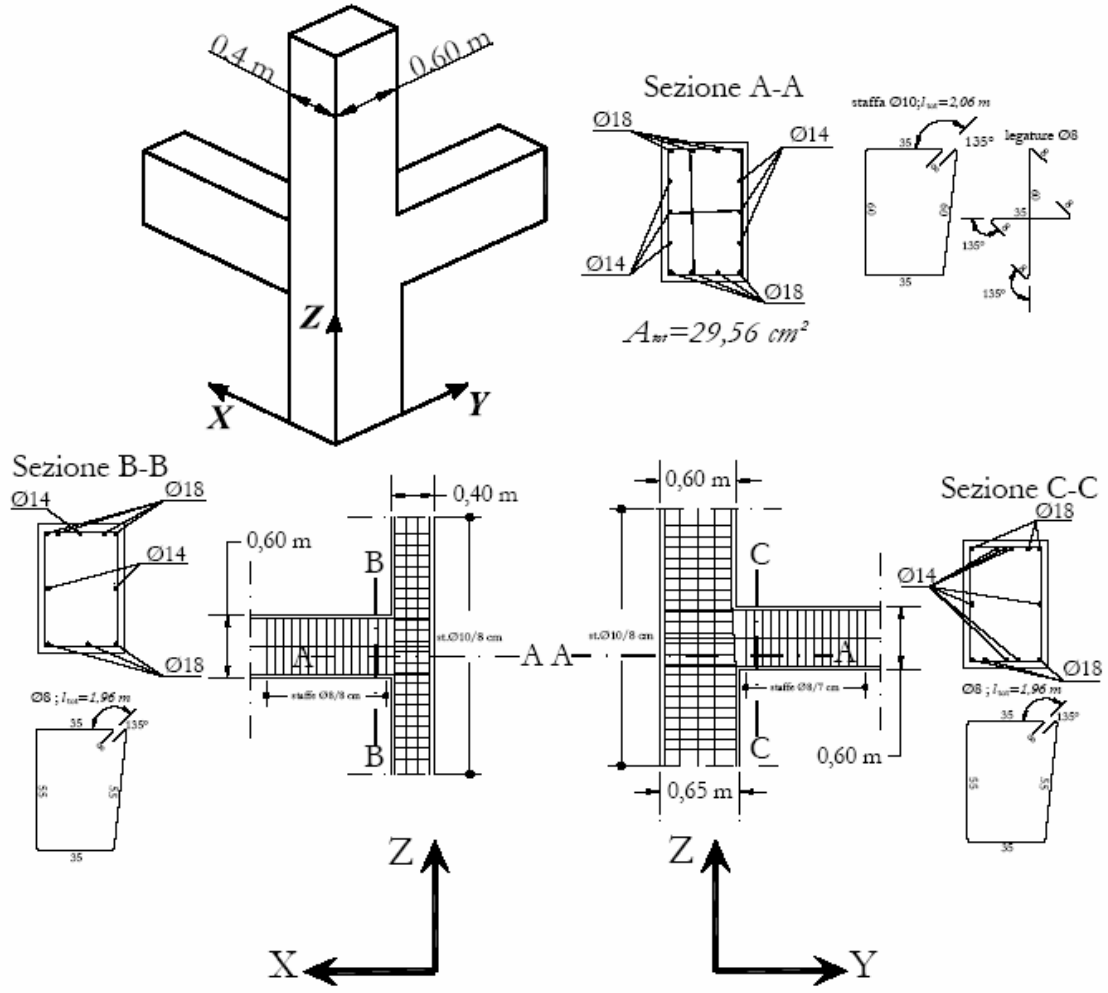


Fig. 2.41 Particolare del "nodo non confinato"

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

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

dove: ds 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*):

$$d_r \cdot \nu \leq 0{,}005h \qquad (2.14)$$

d_r/h = parametro di danno

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

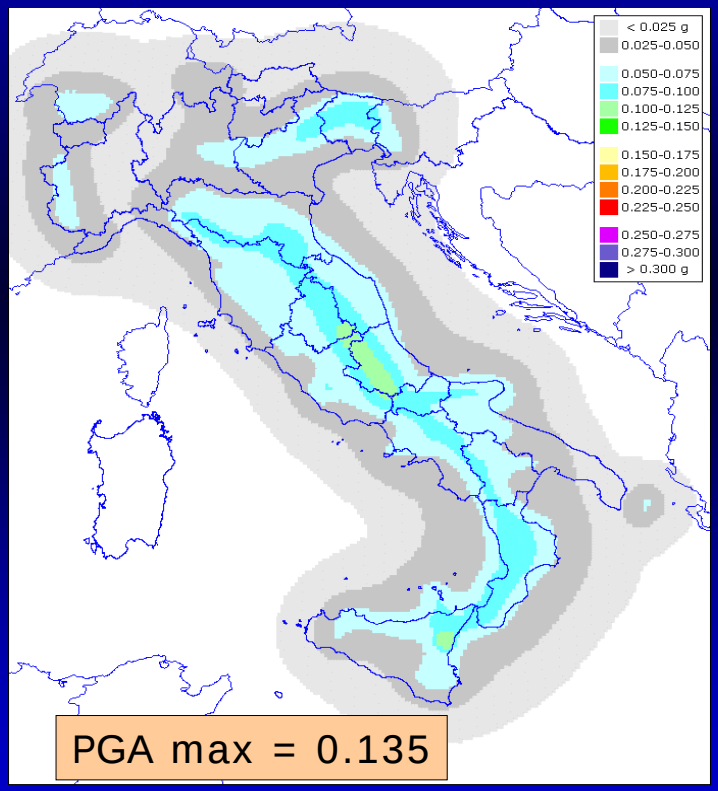
Diverso periodo di ritorno fra SLU e SLD

…ultimo.

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

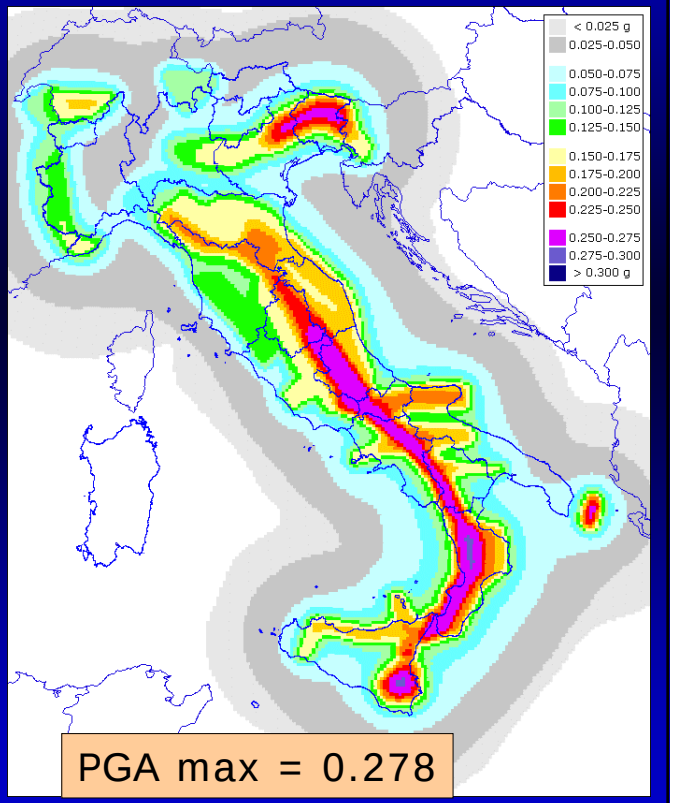
C. Meletti, V. Montaldo, M. Stucchi INGV, Milano, M*arzo 2005*

50mo perc.
50% in 50 anni
(T=72)



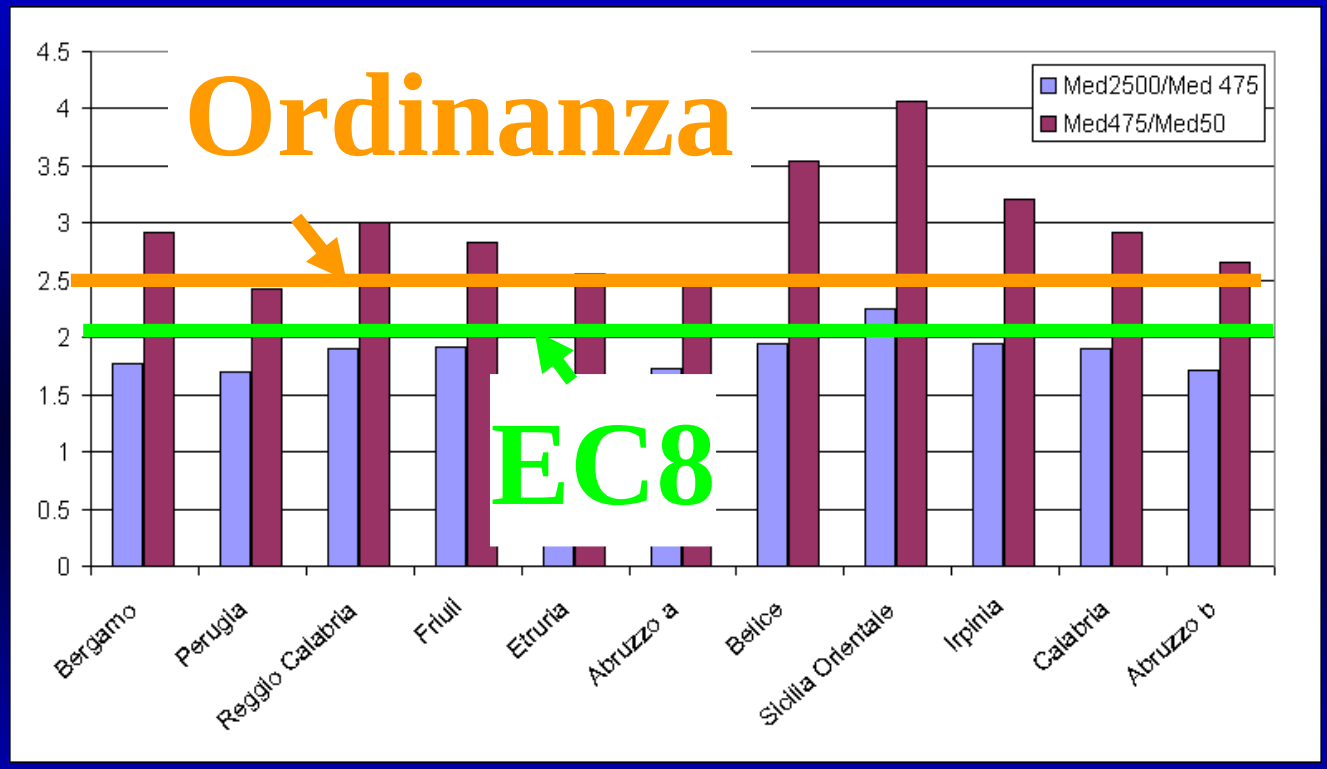
PGA max = 0.135

50mo perc.
10% in 50 anni
(T=475)



PGA max = 0.278

Rapporti tra mediane



Questi sono i rapporti tra mediane dei siti analizzati . Si staccano dal comportamento medio soprattutto la Sicilia orientale e il Belice.

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

e 16.1.07

E. Coser