

Corso di aggiornamento per i funzionari del Genio Civile di Catania

Calcolo agli stati limite e nuove normative tecniche

Catania, 22 febbraio - 29 marzo 2007

Coordinamento tecnico scientifico: N. La Spina, Genio Civile di Catania

Collaborazione al coordinamento scientifico: A. Gherzi, Università di Catania

Organizzazione del corso

- Evoluzione della normativa e dei criteri di verifica della sicurezza;
presentazione dei risultati e validazione del calcolo strutturale

22 febbraio, A. Gherzi

Organizzazione del corso

- Problematiche di base del comportamento sismico delle strutture:
 - Sismologia;
comportamento di schemi a un grado di libertà
22 febbraio, A. Ghersi
 - Comportamento di schemi a più grado di libertà
27 febbraio, P.P. Rossi
- Prescrizioni generali delle nuove norme tecniche e delle norme sismiche;
principi generali di progettazione
27 febbraio, P.P. Rossi

Organizzazione del corso

- Edifici in cemento armato:

- Impostazione generale

1 marzo, E.M. Marino

- Schemi di carico base e loro combinazione

6 marzo, A. Gherzi

- Esame del comportamento della struttura

6 marzo, E.M. Marino

- Armature negli elementi strutturali;
progetto e verifiche di sezioni in c.a.

13 marzo, M. Muratore

Organizzazione del corso

- Edifici in acciaio:
 - Progetto e verifica di sezioni e di collegamenti;
progettazione sismica di strutture in acciaio

15 marzo, E.M. Marino
- Problematiche generali di modellazione strutturale

20 marzo, A. Perretti
- Edifici isolati alla base

20 marzo, A. Perretti

Organizzazione del corso

- Valutazione della sicurezza di edifici esistenti:
 - Problematiche generali;
edifici esistenti in cemento armato

22 marzo, A. Perretti

- Edifici in muratura

27 marzo, I. Calì

- Terreno, fondazioni, opere di sostegno

29 marzo, F. Castelli

Evoluzione della normativa e dei criteri di verifica della sicurezza

Evoluzione della normativa (sismica)

A partire dal R.D. 10/1/1907:

verifica in termini tensionali (metodo T.A.)

Con la legge 1089/71 e il D.M. 30/5/72:

consentita anche la verifica agli stati limite (S.L.)
ma non in zona sismica

Con il D.M. 16/1/96:

consentito l'uso di S.L. anche in zona sismica

Con l'ordinanza 3274 del 20/3/2003:

in zona sismica è obbligatorio l'uso di S.L.

2005

D.M. 14/9/2005

"Norme Tecniche per le Costruzioni"

Impostazione generale agli stati limite

Consente verifica in termini tensionali
solo in casi limitati

In particolare, è **obbligatorio** l'uso di S.L. per

Tutte le costruzioni in zona sismica

Tutte le costruzioni di classe 2

È ammesso l'uso del metodo T.A. solo per costruzioni di classe 1 e con esclusione delle azioni sismiche

La normativa oggi negli intenti del legislatore

- Norme Tecniche per le Costruzioni:
 - Dettano i principi generali
 - Definiscono i coefficienti di sicurezza
 - Definiscono le azioni (per la zona sismica: gli spettri di risposta)

Coerentemente con le linee guida per l'uso degli Eurocodici
- Per i dettagli si rinvia ad altre norme:
 - Eurocodici (EC2 per cemento armato, EC3 per acciaio, EC8 per sisma, ecc.)
 - Ordinanza 3431 (ultima versione della 3274)

La normativa oggi in realtà

- Norme Tecniche per le Costruzioni:
 - L'obbligatorietà delle norme slitta
 - La nuova versione è fortemente rimaneggiata (anche nell'organizzazione di alcuni capitoli)
- Con tante modifiche, sarà quella definitiva?
O c'è un forte rischio che contenga ulteriori errori?

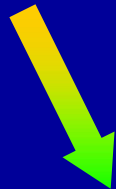
Nel frattempo, che fare?

- Usare il buon senso, capire cosa è essenziale
- Fornire linee guida generali

Progettazione (e verifica della sicurezza) in zona sismica

Prima del 1996

Tensioni Ammissibili



Ora

Stati Limite



Cosa cambia ?

Differenze

Concettuali

S.L. \leftrightarrow T.A.

Diverso uso dei coefficienti di sicurezza

Non linearità del legame costitutivo del materiale

Sono quelle che più spaventano
molti professionisti

Sostanziali

Diverso "peso relativo" di carichi verticali ed
azioni orizzontali

Considerazione della duttilità strutturale

Sono quelle che principalmente
incidono sul costo strutturale

Stati limite e tensioni ammissibili

~~Due mondi completamente diversi?~~

Due approcci diversi, ma con molte analogie

Da esaminare in maniera unitaria

In modo da evidenziare:

che non cambia sostanzialmente il modo di
procedere, né le formule da utilizzare

quali risultati cambiano (e perché)
e quali restano invece inalterati

Quali sono gli obiettivi della progettazione strutturale?

Una struttura deve essere progettata e costruita in modo che:

- Con **accettabile probabilità** rimanga adatta all'uso per il quale è prevista, tenendo nel dovuto conto la sua vita presupposta e il suo costo
- Con **adeguati livelli di accettabilità** sia in grado di sopportare tutte le azioni o influenze, cui possa essere sottoposta durante la sua realizzazione e il suo esercizio, e abbia adeguata durabilità in relazione ai costi di manutenzione

Valutazione della sicurezza

La norma parla di "accettabile probabilità",
"adeguato livello di accettabilità".

Perché ?

Perché sia la resistenza del materiale che le azioni sulla struttura non sono definite con certezza, quindi dovrebbero essere analizzate in maniera probabilistica.

Incertezza sulla resistenza

provino	f_y [MPa]
1	387.9
2	395.2
3	403.9
4	421.8
5	429.1
6	430.1
7	430.4
...	...
49	447.2
...	...
99	460.2
100	469.5

Portando a rottura
100 provini si ottengono
risultati fortemente diversi

A quale fare riferimento?

430 MPa f_{yk}

Valore caratteristico

frattile 5% = valore al di sotto
del quale ricade il 5% dei dati
sperimentali

Incertezza sui carichi

solaio	q [kN/m ²]
1	0.44
2	0.59
...	...
49	1.12
...	...
94	1.92
95	1.97
96	2.08
97	2.19
98	2.35
99	2.51
100	2.94

Esaminando il sovraccarico massimo in 100 solai per abitazione si trovano valori fortemente diversi

A quale fare riferimento?

2.0 kN/m² q_k

Valore caratteristico

frattile 95% = valore al di sotto del quale ricade il 95% dei dati sperimentali

E' possibile fare il calcolo utilizzando i valori caratteristici della resistenza e delle azioni ?

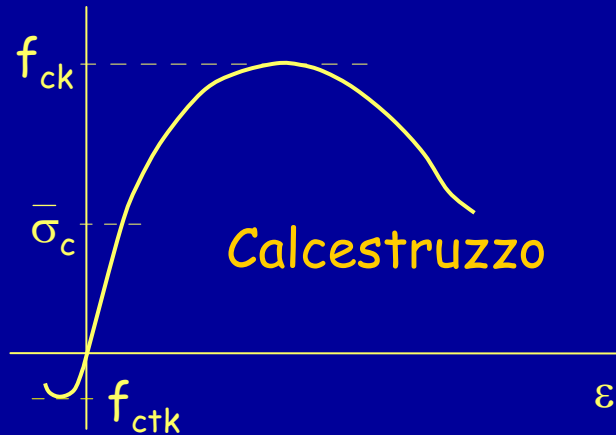
No, perché la possibilità di avere resistenza inferiore o azioni superiori porta ad un rischio di crollo non sufficientemente basso

E' necessario applicare coefficienti di sicurezza

In che modo ?

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Diagrammi sperimentali



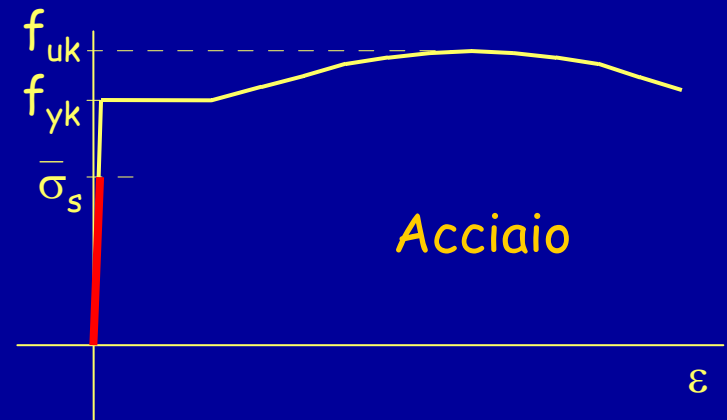
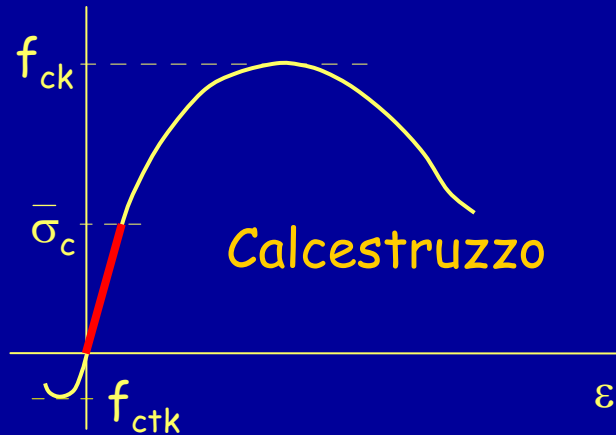
Si considerano "ammissibili" valori delle tensioni molto ridotti rispetto a quelli di rottura

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c = \frac{f_{ck}}{\gamma}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_{yk}}{\gamma}$$

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Diagrammi di calcolo



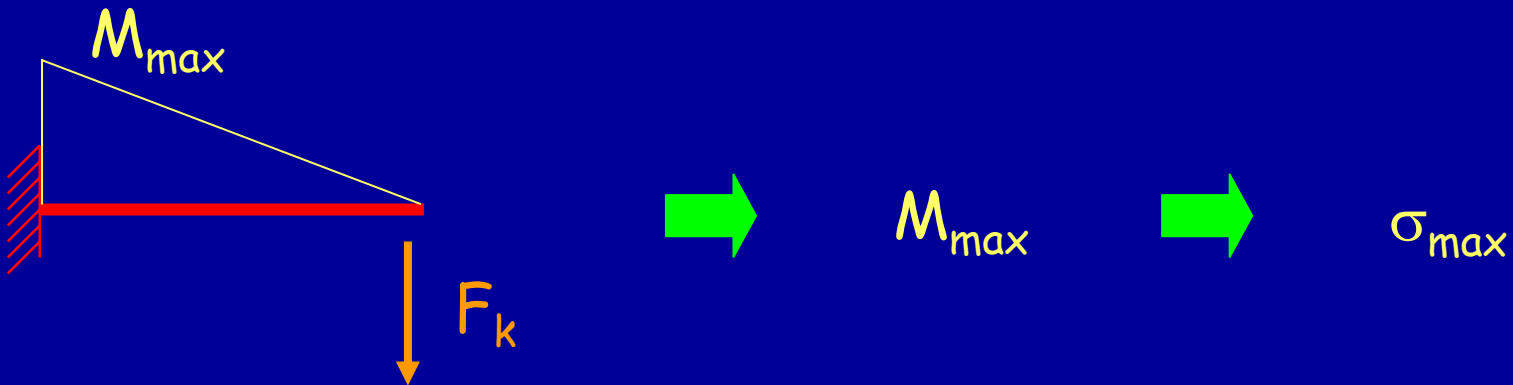
Per valori delle tensioni inferiori a quelli ammissibili il legame tensioni-deformazioni è lineare

E' possibile quindi applicare tutte le formule della teoria di elasticità lineare, il principio di sovrapposizione degli effetti, ecc. ecc.

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Metodo delle tensioni ammissibili

La verifica consiste nel calcolare la tensione massima (prodotta dalle azioni, prese col valore caratteristico)

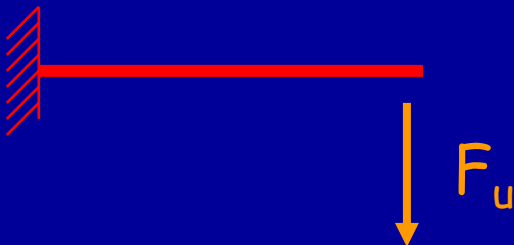
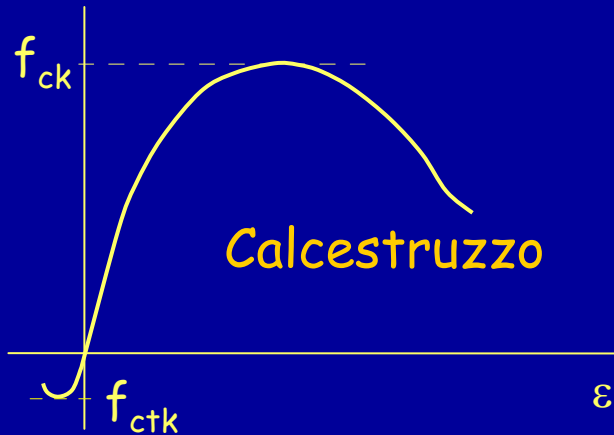


e controllare che sia inferiore a quella ammissibile

$$\sigma_{max} \leq \bar{\sigma}$$

Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi

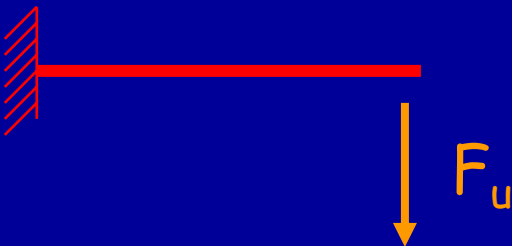
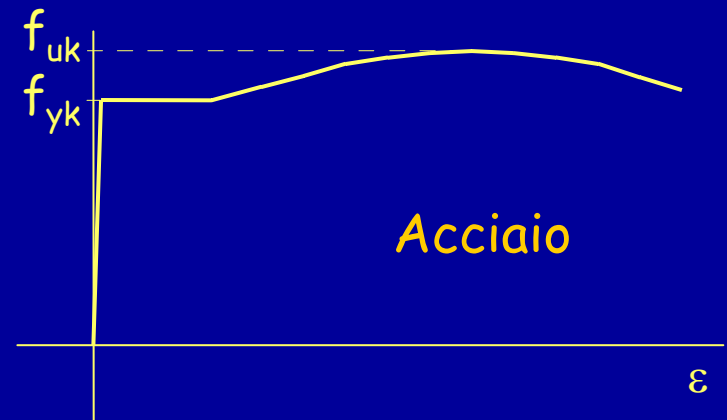
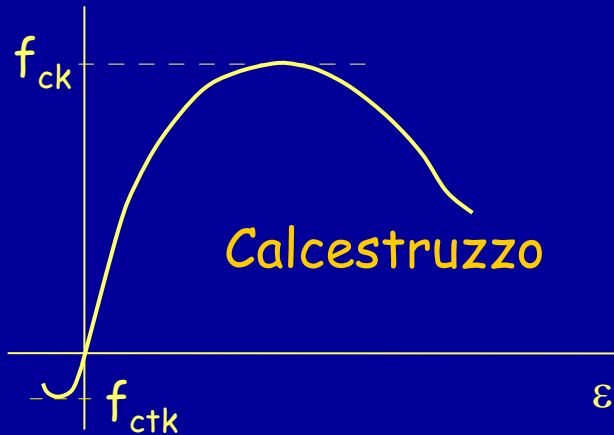
Diagrammi sperimentali



Usando i legami costitutivi sperimentali, si valuta il carico che porta a collasso la struttura

Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi

Calcolo a rottura



Si considera accettabile un carico ridotto rispetto a quello di collasso

$$F_k \leq \frac{F_u}{\gamma} \quad \text{ovvero} \quad \gamma F_k \leq F_u$$

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Si parte da considerazioni probabilistiche

Si dimostra che per avere una bassa probabilità di collasso occorre fare riferimento a valori di carichi e resistenza corrispondenti a differenti probabilità di occorrenza

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

provino	f_y [MPa]
1	387.9
2	395.2
3	403.9
4	421.8
5	429.1
6	430.1
7	430.4
...	...
49	447.2
...	...
99	460.2
100	469.5

f_{yd}

Si usa come valore di calcolo un frattile più basso (0.5%)

430 MPa f_{yk}
frattile 5%

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Si passa dal valore caratteristico al valore di calcolo applicando un opportuno coefficiente di sicurezza

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

solaio	q [kN/m ²]
1	0.44
2	0.59
...	...
49	1.12
...	...
94	1.92
95	1.97
96	2.08
97	2.19
98	2.35
99	2.51
100	2.94

Si passa dal valore caratteristico al valore di calcolo applicando un opportuno coefficiente di sicurezza

$$q_d = \gamma_q q_k$$

2.0 kN/m²

q_k

frattile 95%

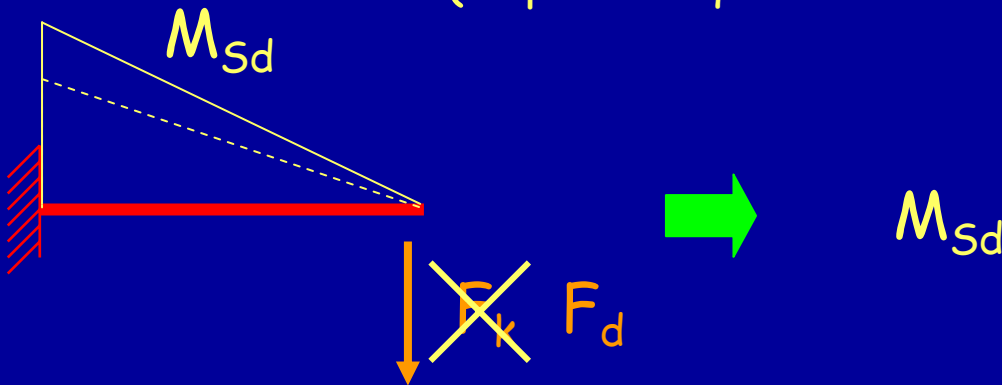
q_d

Si usa come valore di calcolo un frattile più alto (99.5%)

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Verifica

La verifica consiste nel calcolare le caratteristiche di sollecitazione, prodotta da azioni maggiorate (rispetto a quelle caratteristiche)



e controllare che siano inferiore a quelle resistenti, determinate con una resistenza ridotta (rispetto a quella ultima)

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

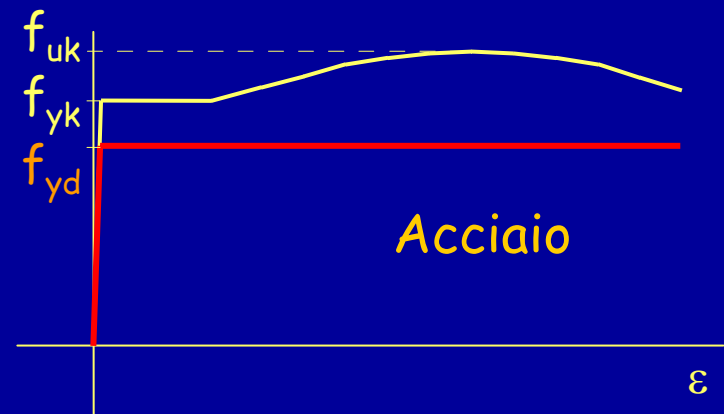
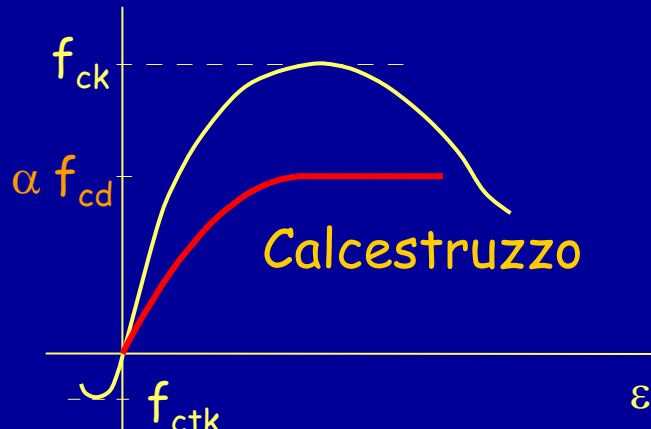
Verifica allo stato limite ultimo

Le caratteristiche di sollecitazione prodotte dai carichi possono essere valutate con analisi non lineare, ma più comunemente si usa un'analisi lineare

M_{Sd}

Le caratteristiche di sollecitazione che la sezione può sopportare devono essere valutate tenendo conto della non linearità del legame costitutivo

M_{Rd}

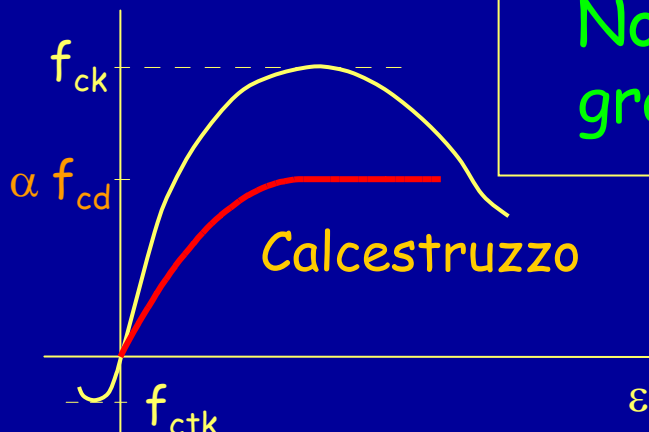


Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Ver

Le caratteristiche
possono
ma più

Le caratteristiche
sopportanza
della



Rispetto alle tensioni ammissibili:

I carichi

sono incrementati

carichi verticali, del 40% o 50%

Le resistenze

sono incrementate

dal 30% al 50%

Non si può dire a priori cosa sia più gravoso

T_{yd}

Acciaio

ϵ

Tornando agli obiettivi

Metodo degli stati limite

- Sopportare tutte le azioni . . .

cioè evitare il collasso . . .

Verifica allo stato limite ultimo (SLU)

- Rimanere adatta all'uso . . .

ovvero limitare:

- deformazioni, fessurazione (per c.a.)

Verifica allo stato limite di esercizio (SLE)

- danneggiamento (in caso di sisma)

Verifica allo stato limite di danno (SLD)

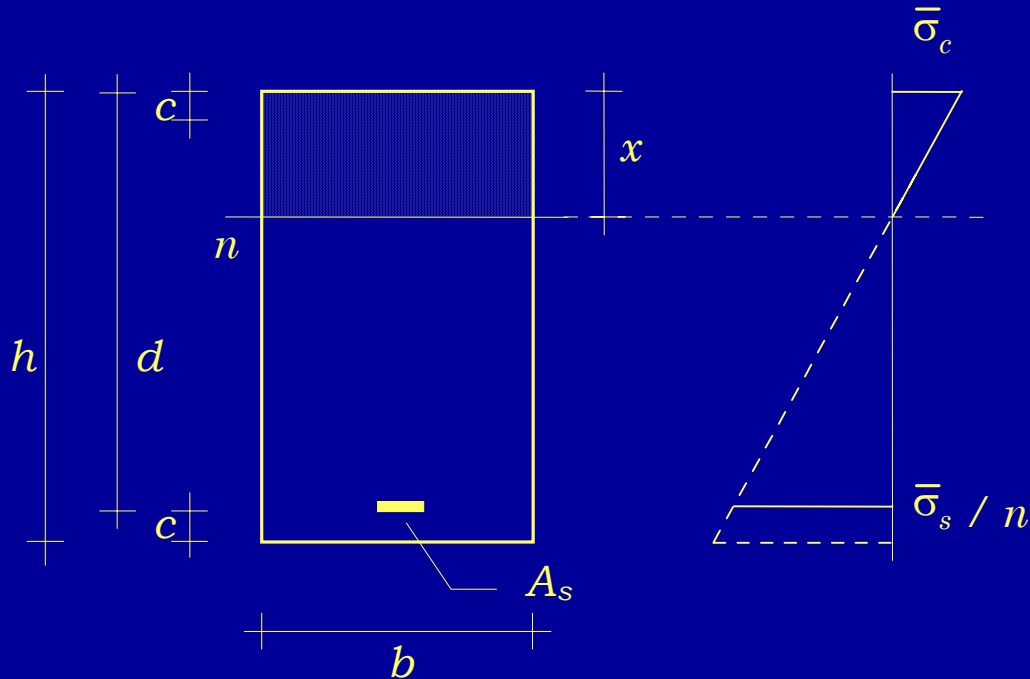
Confronto tensioni ammissibili - stato limite ultimo

Stati limite e tensioni ammissibili:
alcuni esempi

(indipendentemente dal sisma)

Momento flettente

Progetto - tensioni ammissibili

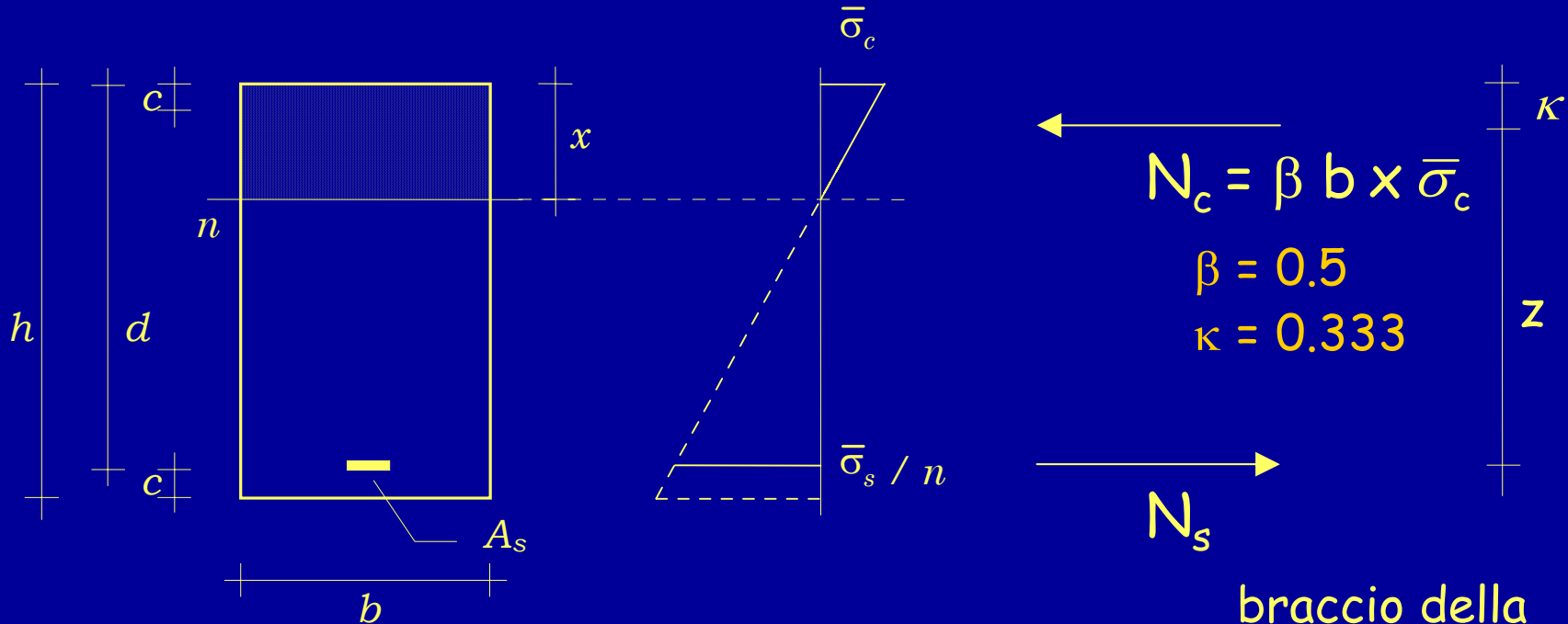


$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_c + \bar{\sigma}_s / n}$$

1 - Si assegna il diagramma di tensioni che si vuole avere nella sezione

Momento flettente

Progetto - tensioni ammissibili

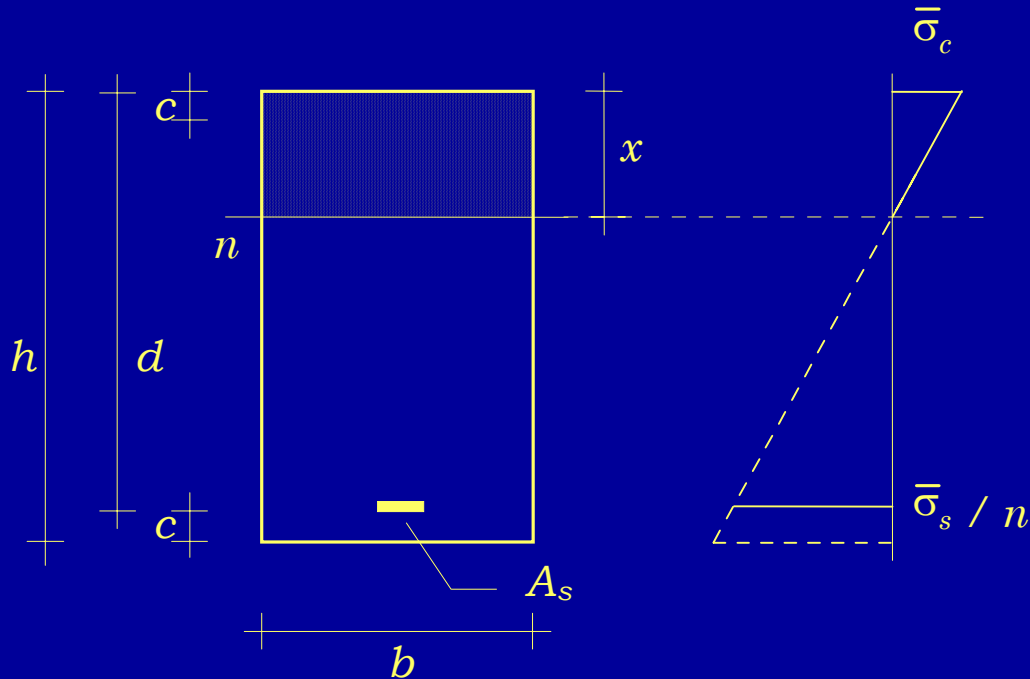


2 - Si impone l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura

$$M = N_c z \qquad M = \beta b \xi d \bar{\sigma}_c (d - \kappa \xi d)$$

Momento flettente

Progetto - tensioni ammissibili



Si ottiene:

$$M = \frac{b d^2}{r^2}$$

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}}$$

con:

$$r = \frac{1}{\sqrt{\beta \xi (1 - \kappa \xi) \bar{\sigma}_c}}$$

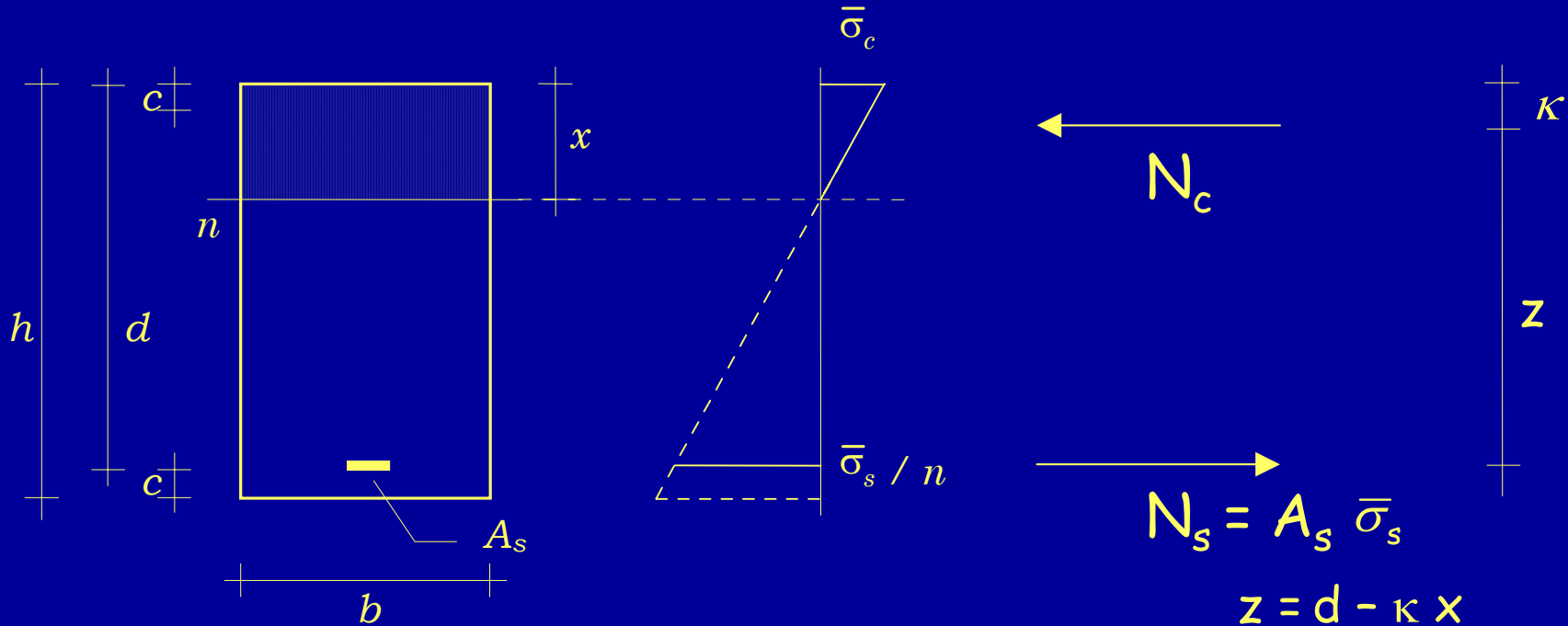
2 - Si impone l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura

$$M = N_c z$$

$$M = \beta b \xi d \bar{\sigma}_c (d - \kappa \xi d)$$

Momento flettente

Progetto - tensioni ammissibili



3 - Si impone l'equilibrio alla rotazione rispetto alla risultante N_c

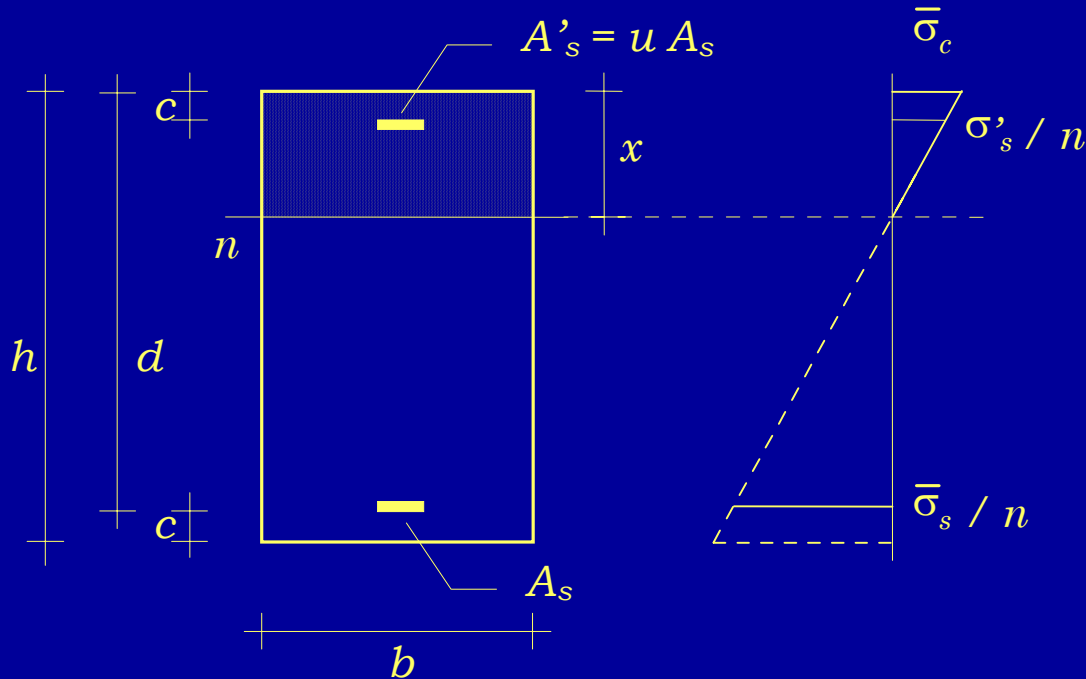
$$M = N_s z$$

$$M = A_s \bar{\sigma}_s z$$

$$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

Momento flettente

Progetto - tensioni ammissibili



$$\frac{x}{d} = \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_c + \bar{\sigma}_s / n}$$

$$\frac{\sigma'_s}{\bar{\sigma}_s} = \frac{x - c}{d - x}$$

Analogamente per sezione
a doppia armatura

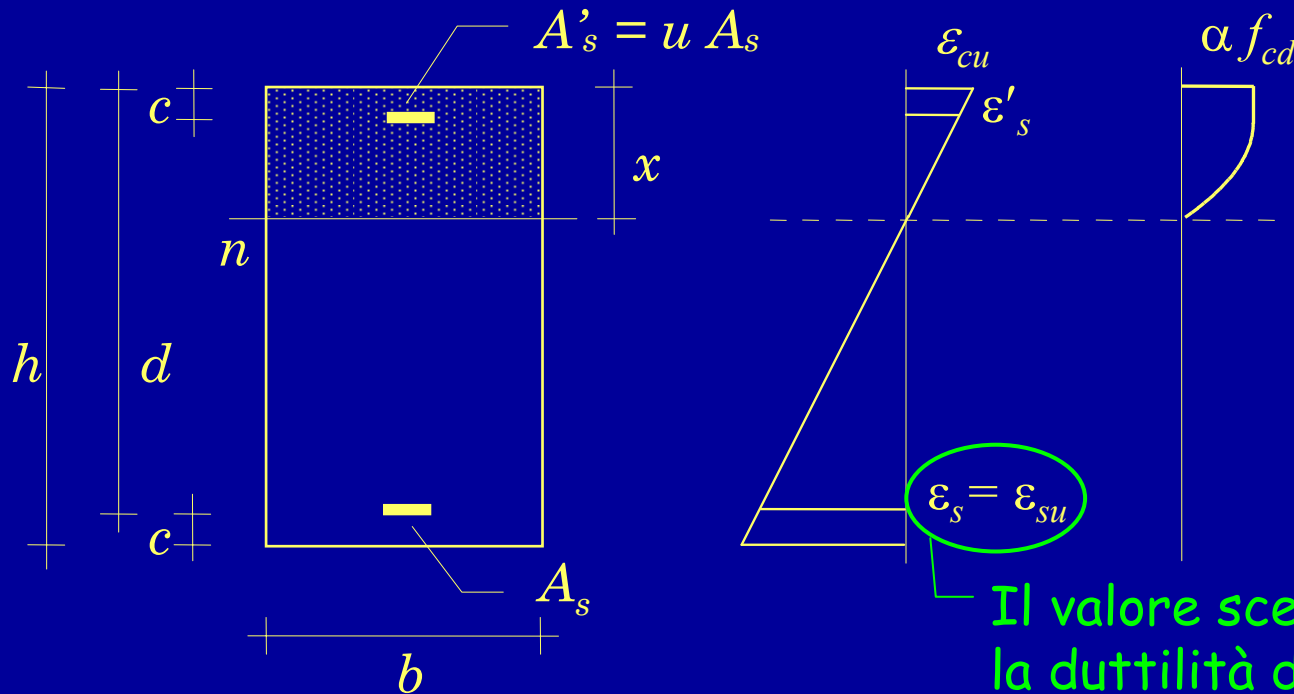
r' dipende da u (e da c/d)

$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

Momento flettente

Progetto - stato limite ultimo



$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}}$$

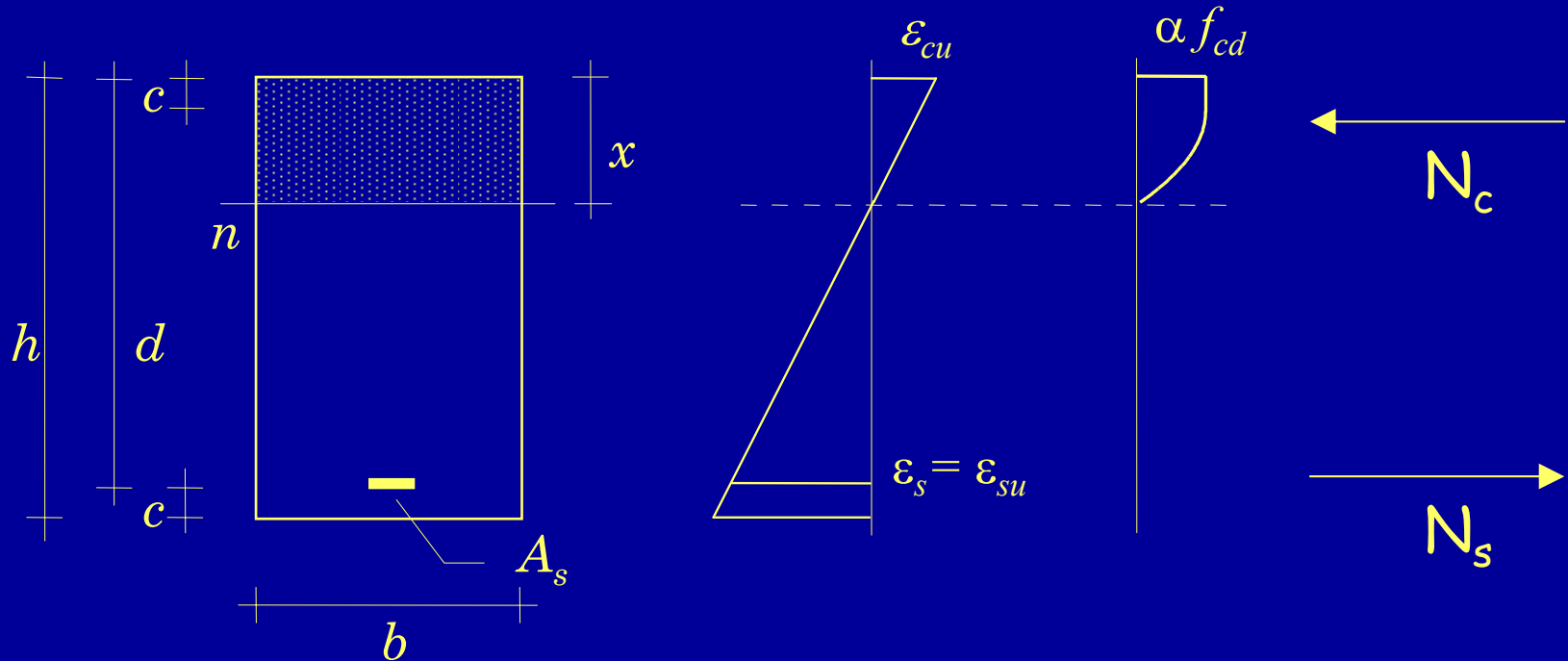
Il valore scelto per ε_s condiziona la duttilità della sezione

1 - Si assegna il diagramma di deformazioni che si vuole avere nella sezione

Buona
duttilità con
 $\varepsilon_{su} = 10 \times 10^{-3}$

Momento flettente

Progetto - stato limite ultimo



2 - Dall'equilibrio alla rotazione
rispetto all'armatura si ottiene

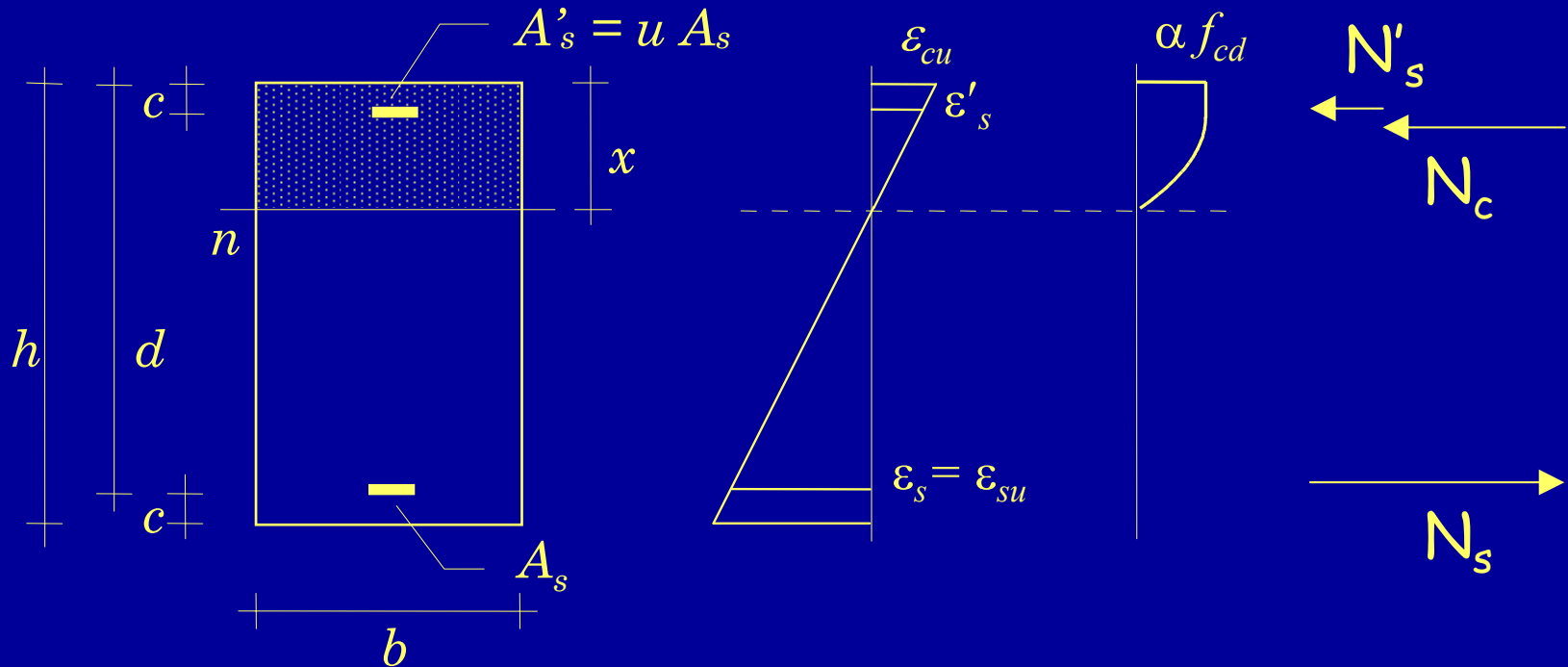
$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}}$$

con:

$$r = \frac{1}{\sqrt{\beta \xi (1 - \kappa \xi) \alpha f_{cd}}}$$

Momento flettente

Progetto - stato limite ultimo

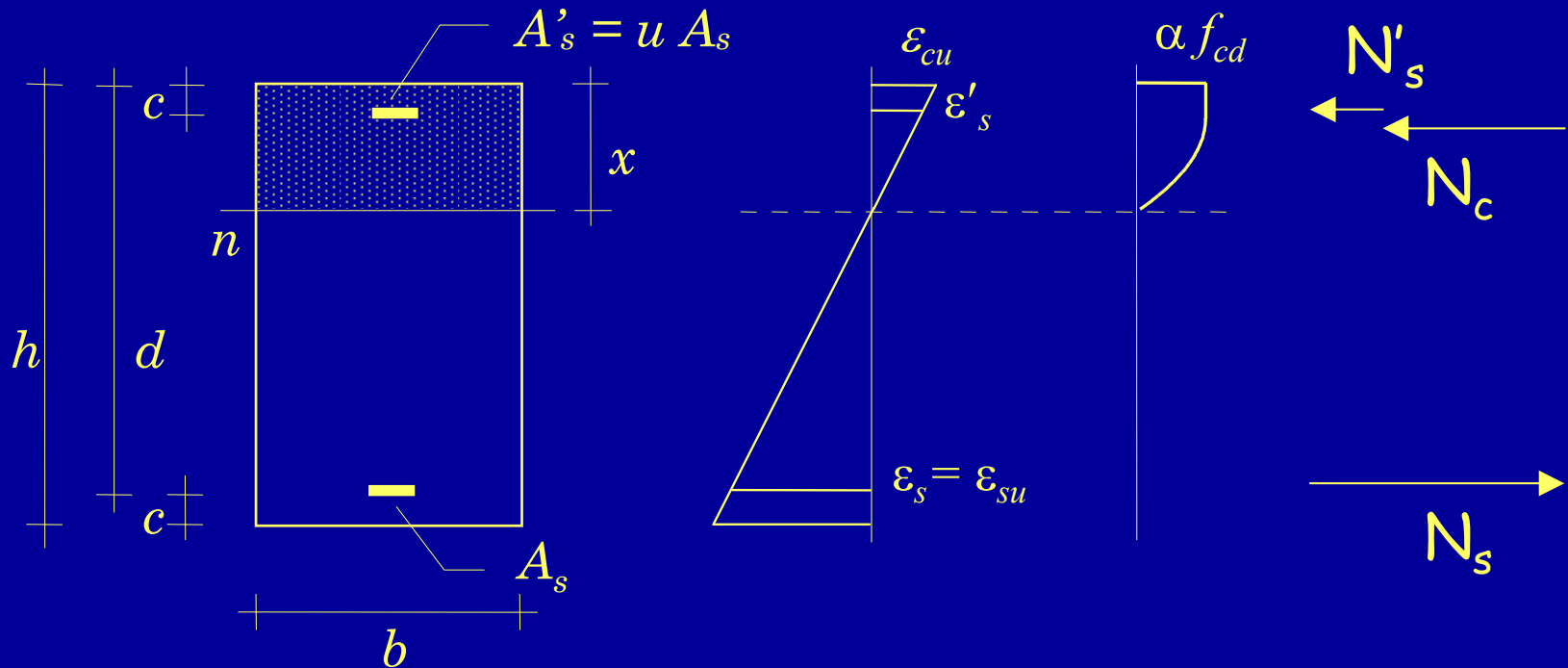


ovvero, in presenza di doppia armatura

$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}}$$

Momento flettente

Progetto - stato limite ultimo



3 - Dall'equilibrio alla rotazione rispetto alla risultante di compressione si ottiene

$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}}$$

Momento flettente

Progetto - confronto

TA

$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

Formule perfettamente corrispondenti

Cambia solo il valore di r'

SLU

$$d = r' \sqrt{\frac{M_{Sd}}{b}}$$

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{0.9 d f_{yd}}$$

Momento flettente

Progetto - confronto

Si ipotizza che $M_{Sd} (SLU) = 1.45 M (TA)$

TA

$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}}$$

0.028

$$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

Per sezione
a semplice armatura
non cambia quasi niente
(5% in meno allo SLU)

$$0.028 \sqrt{M} \cong$$
$$\cong 0.022 \sqrt{1.45 M}$$

0.022

SLU

$$d = r' \sqrt{\frac{M_{Sd}}{b}}$$

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{0.9 d f_{yd}}$$

Calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Acciaio Fe B 44 k

Momento flettente

Progetto - confronto

Si ipotizza che $M_{Sd} (SLU) = 1.45 M (TA)$

TA

$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}}$$

0.0265

$$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

Per sezione

con armatura compressa

si può ridurre un po' l'altezza

14% in meno allo SLU
per $u=0.25$

SLU

0.019

$$d = r' \sqrt{\frac{M_{Sd}}{b}}$$

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{0.9 d f_{yd}}$$

Calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Acciaio Fe B 44 k

Momento flettente

Progetto - confronto

Si ipotizza che $M_{Sd} (SLU) = 1.45 M (TA)$

TA

$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}}$$

0.025

$$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

Per sezione

con armatura compressa

si può ridurre un po' l'altezza

25% in meno allo SLU
per $u=0.50$

SLU

0.0155

$$d = r' \sqrt{\frac{M_{Sd}}{b}}$$

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{0.9 d f_{yd}}$$

Calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Acciaio Fe B 44 k

Momento flettente

Progetto - confronto

Si ipotizza che $M_{Sd} (SLU) = 1.45 M (TA)$

TA

$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

L'armatura tesa rimane
la stessa

$$\frac{M}{\bar{\sigma}_s} \approx \frac{1.45 M}{f_{yd}}$$

SLU

$$d = r' \sqrt{\frac{M_{Sd}}{b}}$$

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{0.9 d f_{yd}}$$

Calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Acciaio Fe B 44 k

Taglio

Verifica - tensioni ammissibili

Per decidere se:

- non calcolare l'armatura a taglio
- non disporre armatura a taglio (solai)

$$\tau_{\max} = \frac{V}{0.9 b d} \leq \tau_{c0}$$

$$V \leq 0.9 \tau_{c0} b d$$

Verifica - stato limite ultimo

Per decidere se:

- non calcolare l'armatura a taglio
- non disporre armatura a taglio (solai)

(modello a pettine)

$$V_{Sd} \leq k(1.2 + 40 \rho_l) \tau_{Rd} b d$$

Taglio

Verifica - confronto

TA

$$V \leq 0.9 \tau_{c0} b d$$

Formule sostanzialmente analoghe

Cambiano i coefficienti

SLU

$$V_{Sd} \leq k(1.2 + 40 \rho_l) \tau_{Rd} b d$$

Taglio

Verifica - confronto

Si ipotizza che $V_{Sd} (SLU) = 1.45 \text{ V (TA)}$

TA

$$V \leq 0.9 \tau_{c0} b d$$

0.48

Allo stato limite ultimo
può essere necessaria armatura
per un taglio minore

Problemi
per i solai

0.3 ÷ 0.7

SLU

$$V_{Sd} \leq k (1.2 + 40 \rho_l) \tau_{Rd} b d$$

Calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Acciaio Fe B 44 k

Taglio

Progetto armatura - tensioni ammissibili

Se l'armatura è costituita da staffe:

(traliccio di Mörsch)

$$A_{st} = \frac{V s}{n_b z \bar{\sigma}_s}$$

Taglio

Progetto armatura - stato limite ultimo

Se l'armatura è costituita da staffe:

(traliccio di Mörsch, con inclinazione θ variabile)

$$A_{st} = \frac{V s}{n_b z f_{yd} \cot \theta}$$

$$1 \leq \cot \theta \leq 2$$

Progetto armatura - confronto

TA

$$A_{st} = \frac{V s}{n_b z \bar{\sigma}_s}$$

Stesse formule

La differenza è data da $\cot\theta$

SLU

$$A_{st} = \frac{V s}{n_b z f_{yd} \cot\theta}$$

Progetto armatura - confronto

Si ipotizza che $V_{sd} \text{ (SLU)} = 1.45 \text{ V (TA)}$

TA

$$A_{st} = \frac{V s}{n_b z \bar{\sigma}_s}$$

Allo stato limite ultimo
l'armatura può essere dimezzata

$$\frac{V}{\bar{\sigma}_s} \cong \frac{1.45 V}{f_{yd}}$$

$$1 \leq \cot \theta \leq 2$$

SLU

$$A_{st} = \frac{V_{sd} s}{n_b z f_{yd} \cot \theta}$$

Calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Acciaio Fe B 44 k

Quindi . . .

Con un po' di studio ed un minimo di applicazioni
ci si può abituare ad usare il metodo degli stati limite
e si possono ricreare gli "ordini di grandezza"
che occorre avere anche per accettare i risultati
forniti da programmi di calcolo

Bibliografia:

Aurelio Ghersi

Il cemento armato. Dalle tensioni ammissibili
agli stati limite: un approccio unitario

Flaccovio, 2005

Differenze

Concettuali

S.L. \leftrightarrow T.A.

Diverso uso dei coefficienti di sicurezza

Non linearità del legame costitutivo del materiale

Sono quelle che più spaventano
molti professionisti

Sostanziali

Diverso "peso relativo" di carichi verticali ed
azioni orizzontali

Considerazione della duttilità strutturale

Sono quelle che principalmente
incidono sul costo strutturale

Prima del 1996

Verifiche con T.A.

Carichi verticali: $g_k + q_k$

Forze orizzontali:

Masse W $g_k + s q_k$

Forze per zone ad alta
sismicità $0.10 \times W$

Si noti che il calcolo sismico $g + q \pm F$
racchiude anche il calcolo per soli carichi verticali

Norma sismica del 1996 (D.M. 16/1/96)

Verifiche	con T.A.	con S.L.U.
Carichi verticali:	$g_k + q_k$	$1.4 g_k + 1.5 q_k$
Forze orizzontali:		
Masse W	$g_k + s q_k$	$g_k + s q_k$
Forze per zone ad alta sismicità	$0.10 \times W$	$1.5 \times 0.10 \times W$

Il passaggio a S.L.U. si è basato sull'idea che:

Verifiche TA \cong Verifiche SLU con car.soll. $\times 1.5$

Norma sismica del 1996 (D.M. 16/1/96)

Questo è abbastanza vero per le travi:

$$M_{\max,TA} \times 1.5 \cong M_{Rd,SLU}$$

Non è vero per i pilastri:

$$\text{per } N \text{ assegnato, } M_{\max,TA} \times 1.5 < M_{Rd,SLU}$$

Il passaggio a S.L.U. si è basato sull'idea che:

Verifiche TA \cong Verifiche SLU con car.soll. $\times 1.5$

Nuova norma italiana (Ordinanza 3274)

Verifiche con S.L.U.	solo carichi verticali	carichi verticali più sisma
Carichi verticali:	$1.4 g_k + 1.5 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$

Forze orizzontali:

Masse W	---	$g_k + \phi \psi_2 q_k$
Forze per zona sismica 1, bassa duttilità, suolo B	---	$0.267 \times W$

Si noti che il calcolo sismico $g + q \pm F$
non racchiude il calcolo per soli carichi verticali

Confronto (carichi verticali più sisma)

Verifiche SLU	D.M. 16/1/96	Ordinanza 3274	
Carichi verticali:	$1.4 g_k + 1.5 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$	
Forze orizzontali:			
Masse W	$g_k + s q_k$	$g_k + \varphi \psi_2 q_k$	
Forze per zone ad alta sismicità, ecc.	$0.150 \times W$	$0.267 \times W$	
Notare:	Carichi verticali minori	Masse quasi invariate	Forze orizzontali maggiori

Valutazione delle masse per SLU

$$W = g_k + \varphi \psi_2 q_k$$

$\psi_2 q_k$ = valore quasi permanente del carico variabile

	ψ_2
Abitazioni, uffici non aperti al pubblico, scale	0.30
Scuole, negozi, autorimesse	0.60
Tetti, coperture con neve	0.20
Magazzini, archivi	0.80
Vento, variazione termica	0

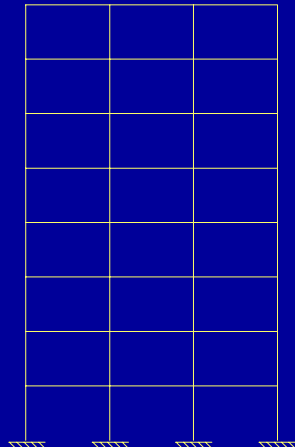
Nota: valgono i valori delle Norme Tecniche

Valutazione delle masse per SLU

$$W = g_k + \varphi \psi_2 q_k$$

φ tiene conto della probabilità di avere i carichi quasi permanenti a tutti i piani

	Uso non correlato	Piani con uso correlato	Archivi
	1.0		
	0.5		
	...		
	...	0.8	
	...	0.8	
	...	0.8	
	...		
	0.5		1.0



Valutazione delle masse per SLU

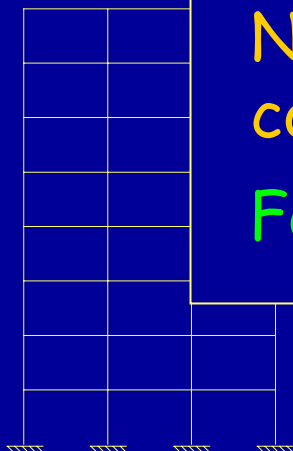
$$W = g_k + \varphi \psi_2 q_k$$

φ tiene conto della probabilità di avere i carichi quasi permanenti a tutti i piani

Nota:

Nell'attuale versione delle NTC il coefficiente φ non compare più

Forse sarà reintrodotta



...

0.5

1.0

Calcolo per SLU e per SLD

	SLU	SLD
Carichi verticali:	$g_k + \psi_2 q_k$	$g_k + \cancel{\psi_0} q_k$ ψ_2
Forze orizzontali:		Ord. 3431 ψ_2
Masse W	$g_k + \phi \psi_2 q_k$	$g_k + \phi \cancel{\psi_0} q_k$ ψ_2
Forze	spettro di progetto (con q)	spettro elastico con $a_g/2.5$

Calcolo per SLU e per SLD

	SLU	SLD
Carichi		$\sum \psi_k q_k$
Forze		ψ_2
Masse		ψ_2
Forze		$\phi \sum \psi_k q_k$
	spettro di progetto (con q)	spettro elastico con $a_g/2.5$

Nota:

L'attuale versione delle NTC
propone spettri diversi per SLU e
SLD

Presentazione dei risultati e validazione del calcolo strutturale

Sviluppo normativo

- 1986 - Istruzioni CNR 10024
Analisi mediante elaboratore: impostazione
e redazione delle relazioni di calcolo
Da considerare "consigli autorevoli"
- 2005 - Cap. 10 delle NTC
Norme per la redazione dei progetti
esecutivi
Norme obbligatorie da rispettare

Problematiche

- Come presentare i risultati del calcolo in maniera tale da consentirne un facile controllo
 - Unificazione formale delle relazioni
 - Leggibilità
 - Ripetibilità dell'elaborazione da parte di terzi
- Come validare il calcolo effettuato, cioè dimostrare che esso rappresenta in maniera adeguata il comportamento reale della struttura

Presentazione dei risultati

- Relazione generale
- Relazioni di calcolo
- Relazioni sui materiali
- Relazioni specialistiche
- Elaborati grafici
- Piano di manutenzione
- Relazione su risultati sperimentali

Relazione generale

- Descrizione generale dell'opera,
definizione delle caratteristiche della costruzione
(localizzazione, destinazione e tipologia, dimensioni principali)
e delle interferenze con il territorio circostante e le
costruzioni esistenti
- Caratteristiche del sito,
caratteristiche geologiche e geotecniche del terreno di sedime
- Caratteristiche dei materiali utilizzati
- Azioni considerate
- Prestazioni attese dalla costruzione

Relazione di calcolo

- Normative di riferimento
- Modellazione della struttura
- Modellazione delle azioni,
schemi base e combinazioni di carico
- Tipo di analisi e modellazione dei materiali
- Validazione dei modelli utilizzati e dei
risultati ottenuti

Allegati:

elaborati numerici e grafici delle analisi svolte

Presentazione dei risultati

Gli elaborati di calcolo devono consentire una chiara comprensione di:

- **Dati di ingresso**
(unità di misura, sistemi di riferimento, vincoli e sconnessioni, caratteristiche delle sezioni, carichi e tipo di analisi, ecc.)
- **Risultati ottenuti**
(spostamenti, caratteristiche di sollecitazione, ecc. sia per le singole condizioni di carico che per il loro inviluppo)
- **Notizie sull'elaborazione svolta**
(codice di calcolo, ecc.)

Notizie sull'elaborazione

- Origine e caratteristiche del codice di calcolo utilizzato
- Documentazione del codice di calcolo e indicazioni sulla sua affidabilità
(dovrebbero essere fornite dal distributore del codice)
- Informazioni generali sull'elaborazione
- Valutazione dell'elaborazione dal punto di vista numerico
(segnalazione di errori, ecc.)
- Accettabilità del modello e del codice di calcolo, alla luce dei risultati ottenuti

Validazione del calcolo

Valutare l'affidabilità dei risultati ottenuti dall'analisi automatica della struttura:

- Confrontare i risultati del calcolo con valori ottenuti mediante semplici calcoli, anche di larga massima
- Giudicare la validità delle scelte effettuate in fase di modellazione, alla luce dei risultati ottenuti

Confronto con semplici calcoli

Si mostrerà in successive lezioni:

- Come individuare gli elementi più sollecitati
- Come prevedere le azioni sismiche globali e le conseguenti caratteristiche di sollecitazione nelle sezioni più sollecitate
- Come valutare in maniera approssimata l'effetto delle numerose combinazioni di carico previste

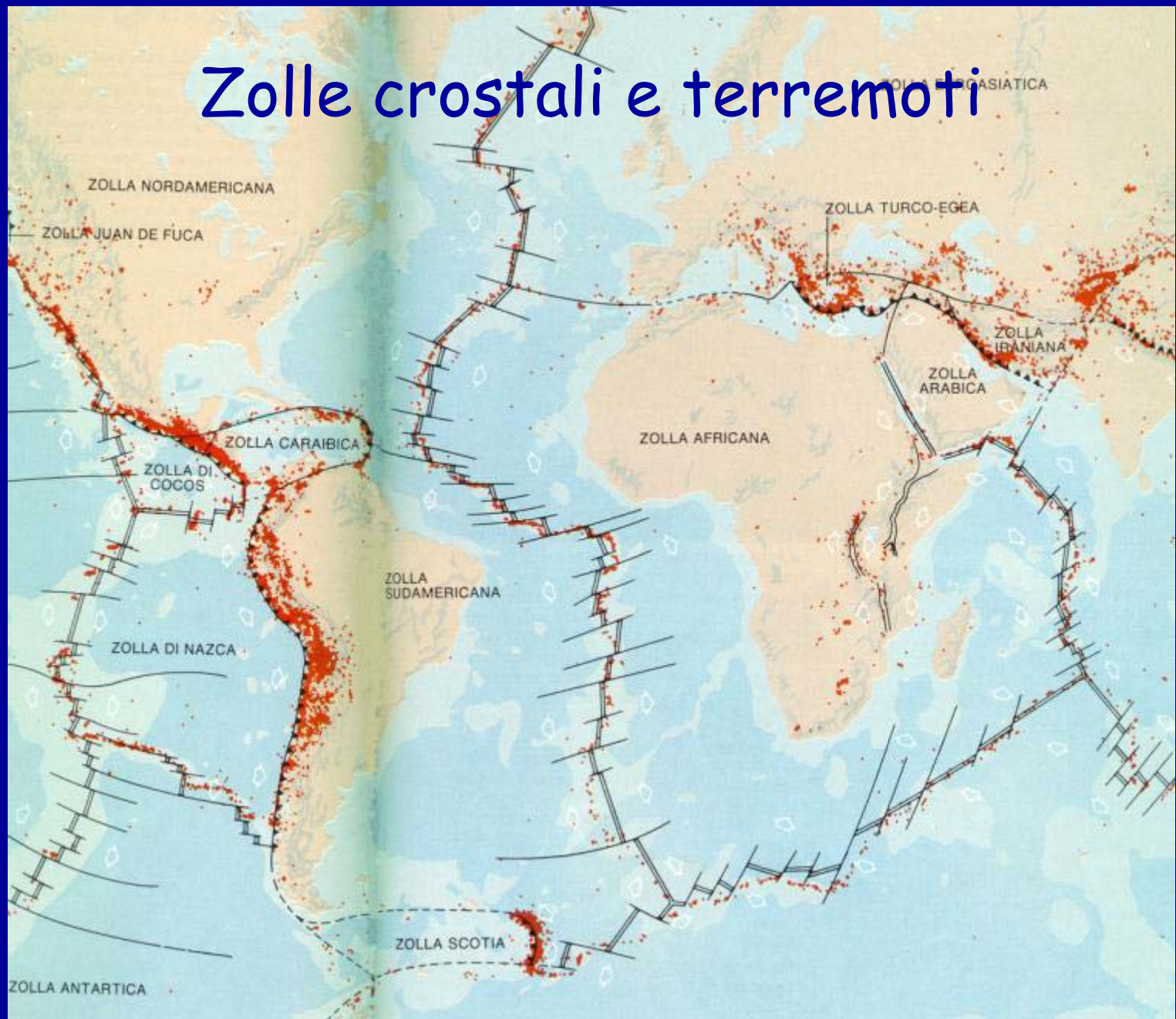
Validità della modellazione

Alcuni esempi:

- **Modello di incastro al piede**
 - applicare le azioni di incastro alla fondazione
 - valutare i conseguenti abbassamenti e rotazioni
 - controllare l'effetto che questi hanno sulla struttura
- **Modello di impalcato rigido**
 - applicare all'impalcato l'azione sismica e le azioni trasmesse dai pilastri
 - valutare la conseguente deformazione
 - controllare l'effetto che questa ha sulla struttura

Sismologia

Zolle crostali e terremoti



Il meccanismo che scatena un terremoto: scorrimento lungo una faglia



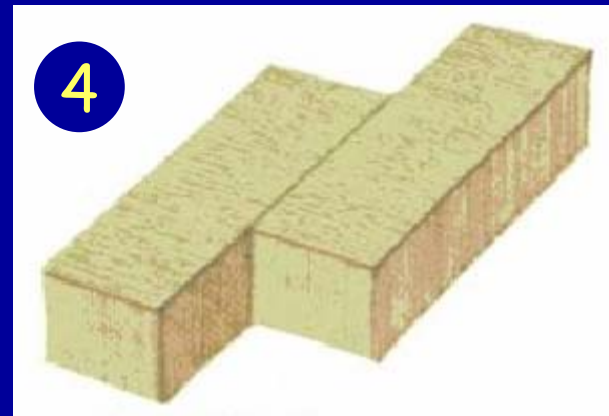
1
blocchi di crosta in riposo



2
scorrimento impedito: deformazione
con accumulo di energia

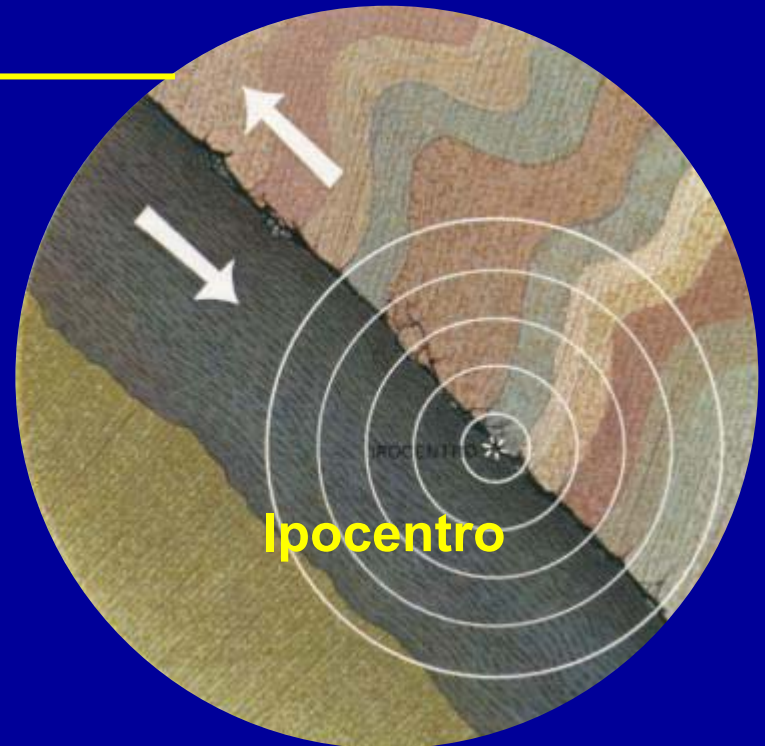
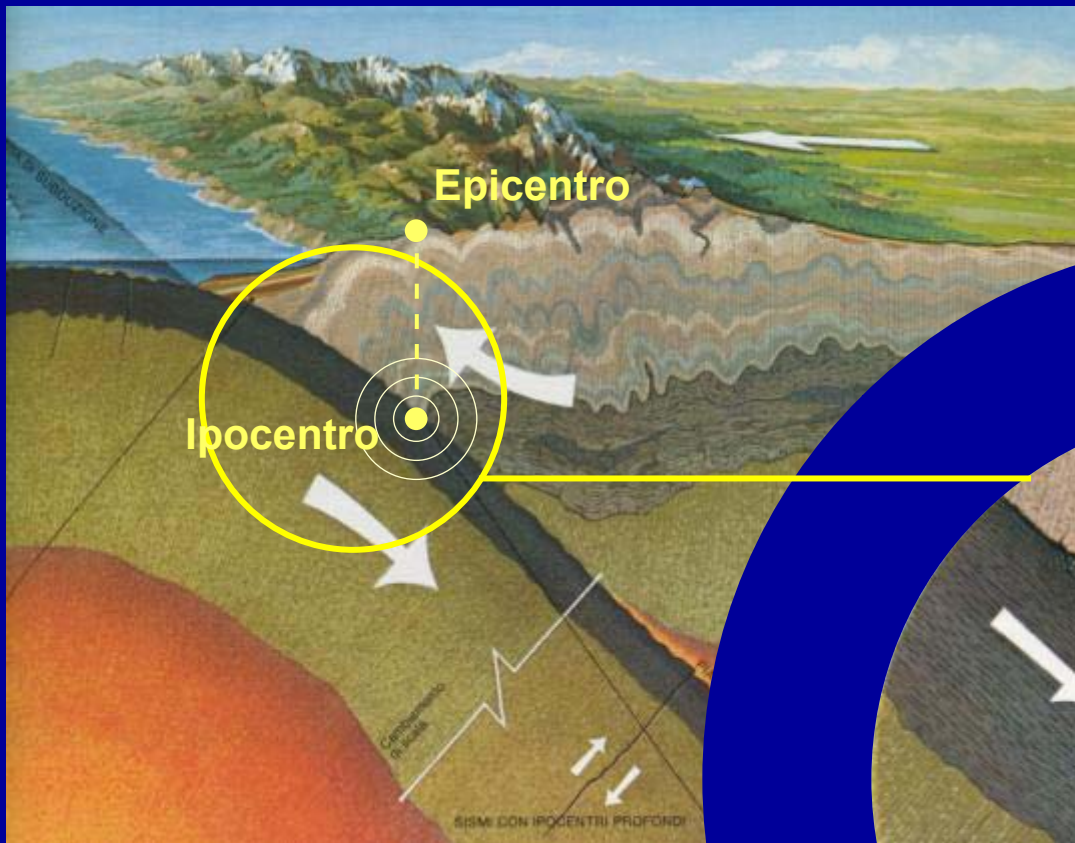


3
il momento della rottura:
rilascio dell'energia



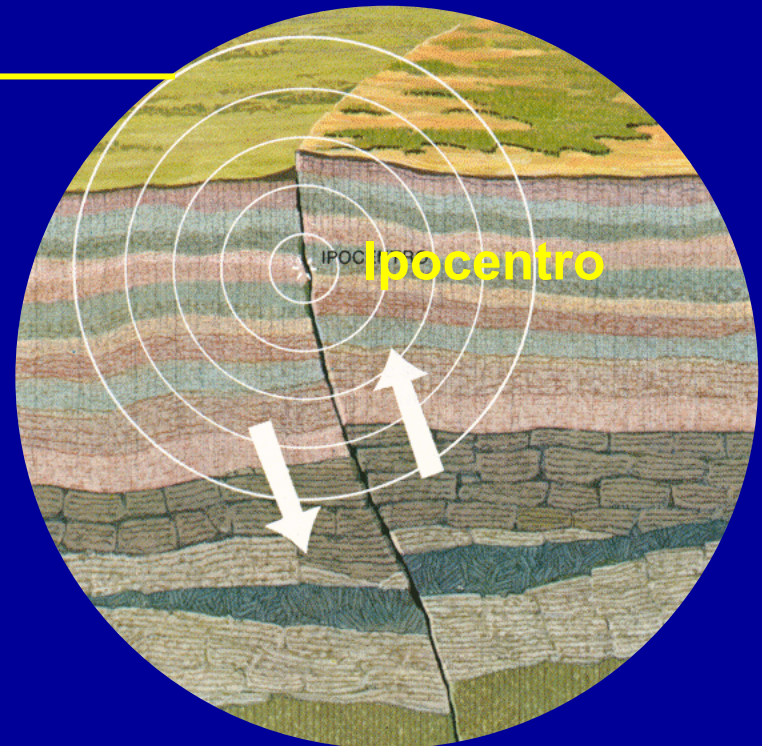
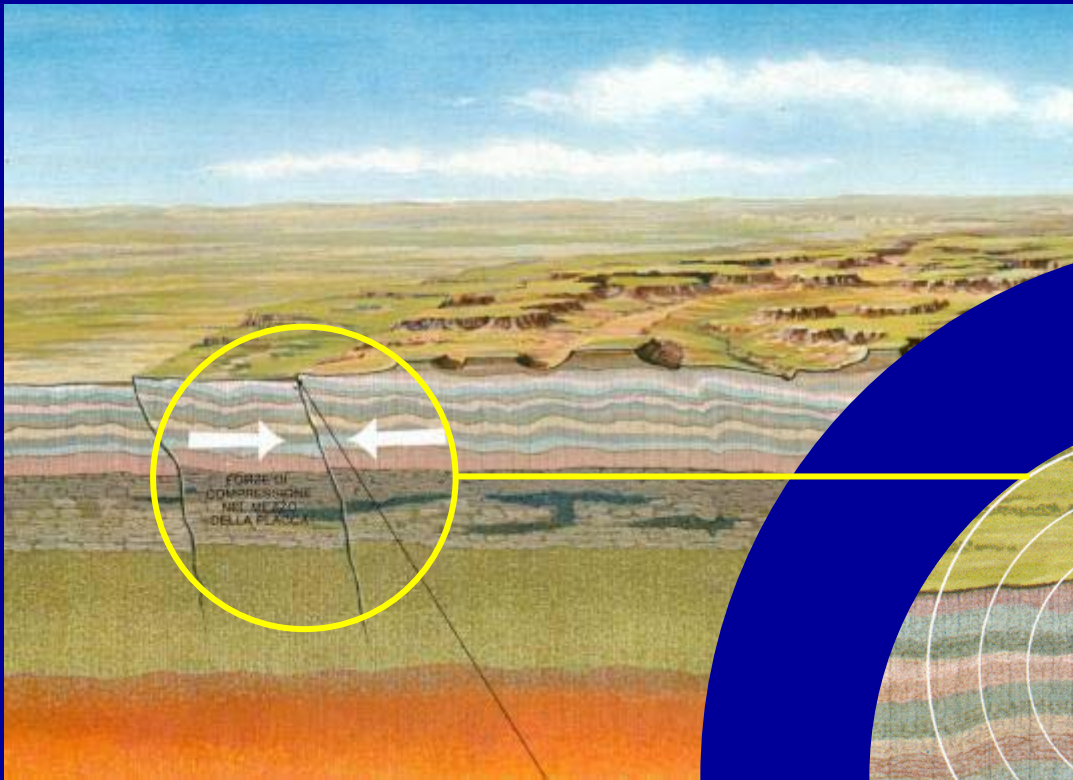
4
brusco scorrimento, verso un nuovo
equilibrio

Zone di subduzione



Zolle in movimento,
l'una verso l'altra:
la più leggera affonda
scorrendo sotto l'altra

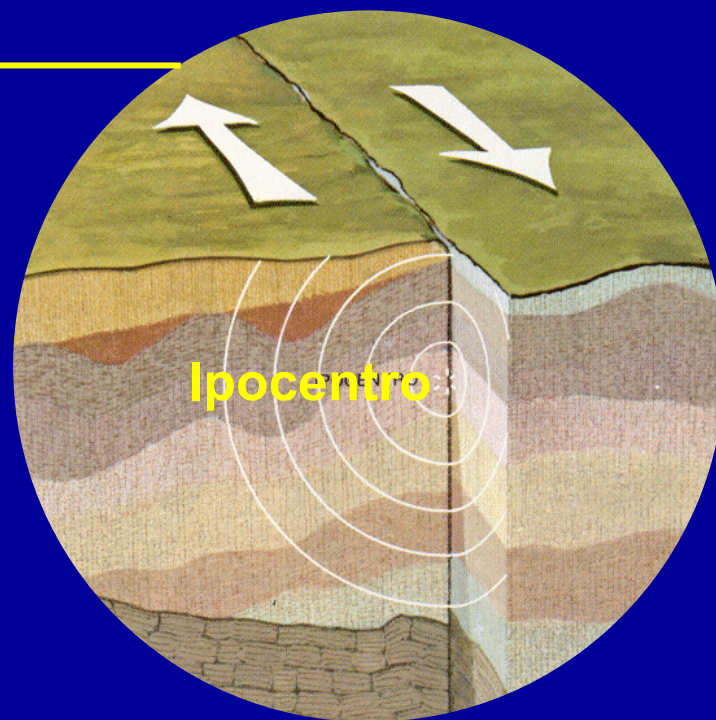
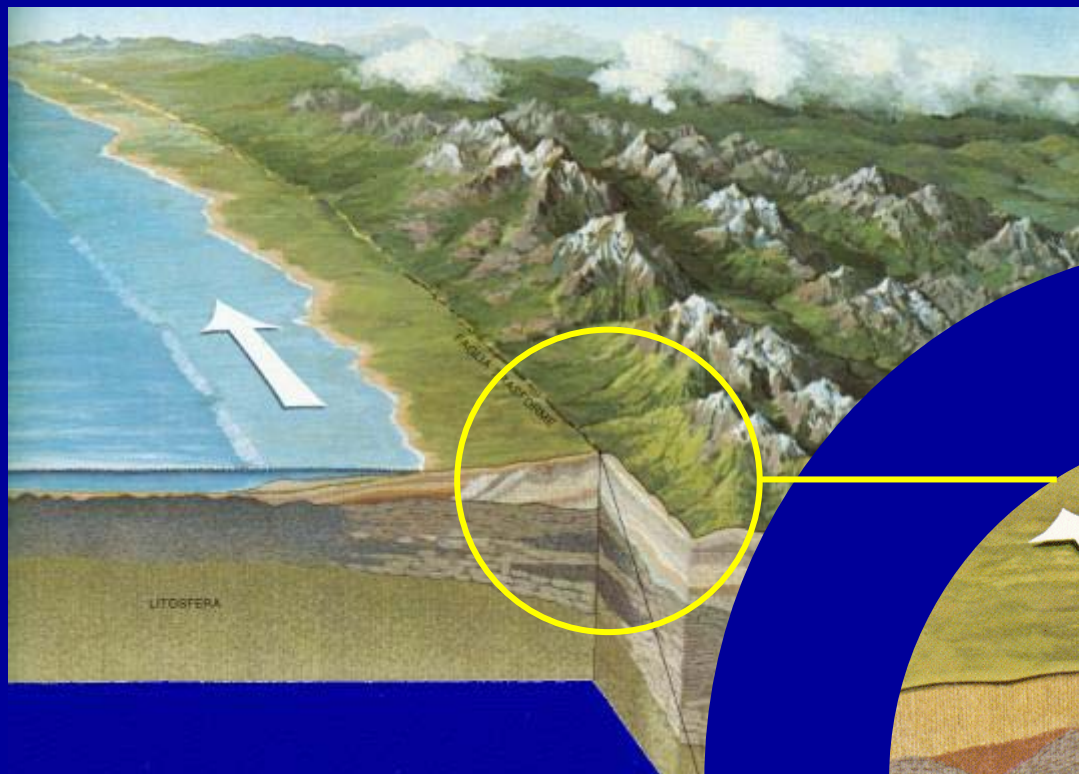
Zolle in collisione



Zolle in movimento, l'una
verso l'altra:

se sono entrambe molto
spesse, nessuna affonda

Faglie trasformi



Zolle che scorrono
orizzontalmente, l'una
rispetto all'altra

Effetti permanenti dei terremoti

Scorrimenti della faglia



1999 – Turchia

Movimenti della faglia,
smottamenti del terreno,
frane



1999 - Turchia

Movimenti della faglia,
smottamenti del terreno,
frane



1948 - Giappone



1999 - Turchia

Movimenti della faglia,
smottamenti del terreno,
frane



12/4/1998 – Slovenia



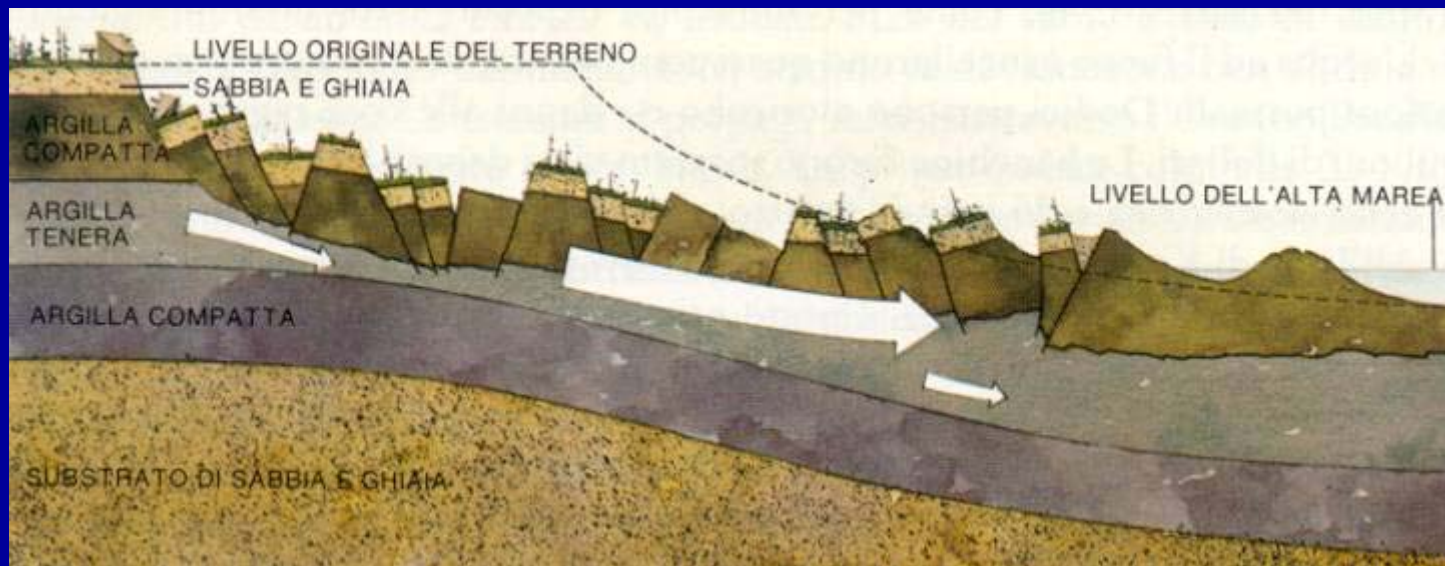
1999 – Turchia

Cedimenti del terreno



1997 - Umbria

Liquefazione di strati sotterranei



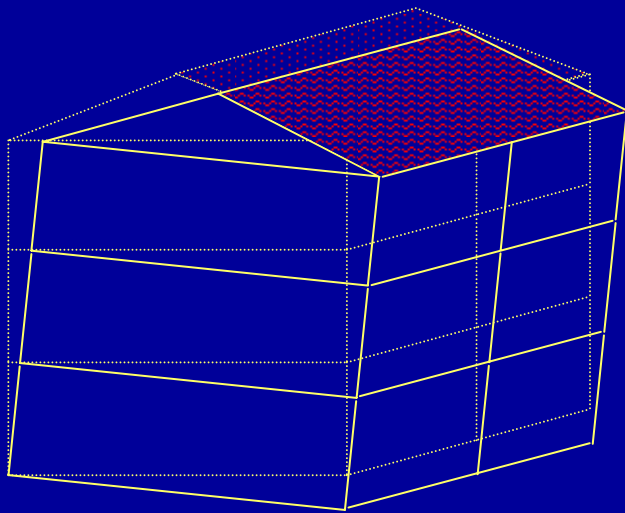
1964 - Alaska

Liquefazione del terreno



1999 – Turchia

Liquefazione del terreno



1999 – Turchia

Liquefazione del terreno



1999 – Turchia

Liquefazione del terreno



1999 – Turchia

Liquefazione del terreno

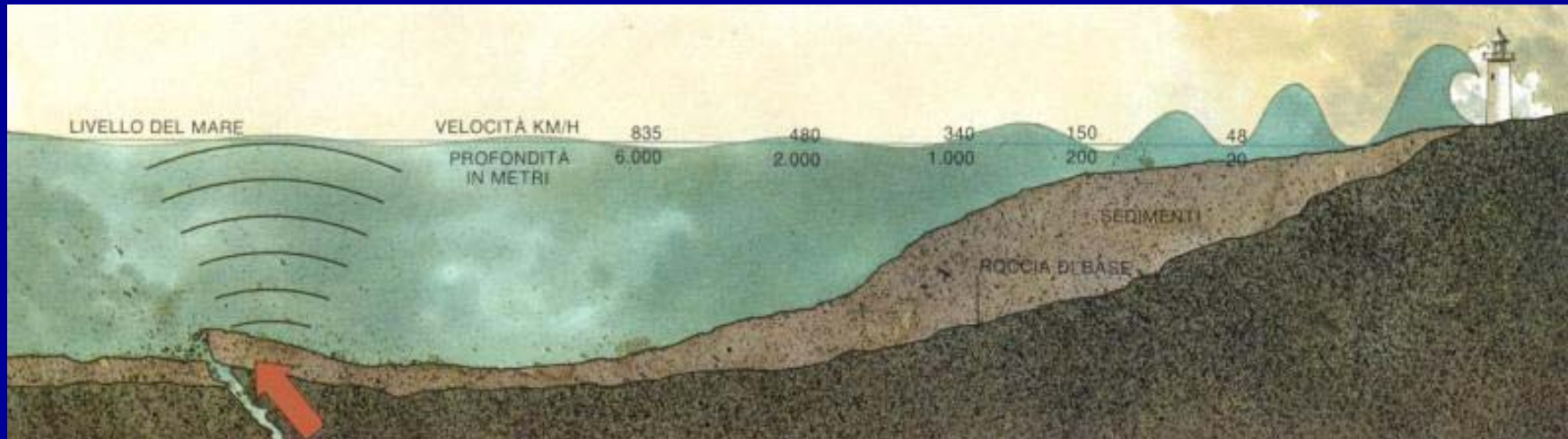


1999 – Turchia

Effetti transitori dei terremoti

- Maremoti, tsunami
- Moto del terreno

Maremoti, tsunami



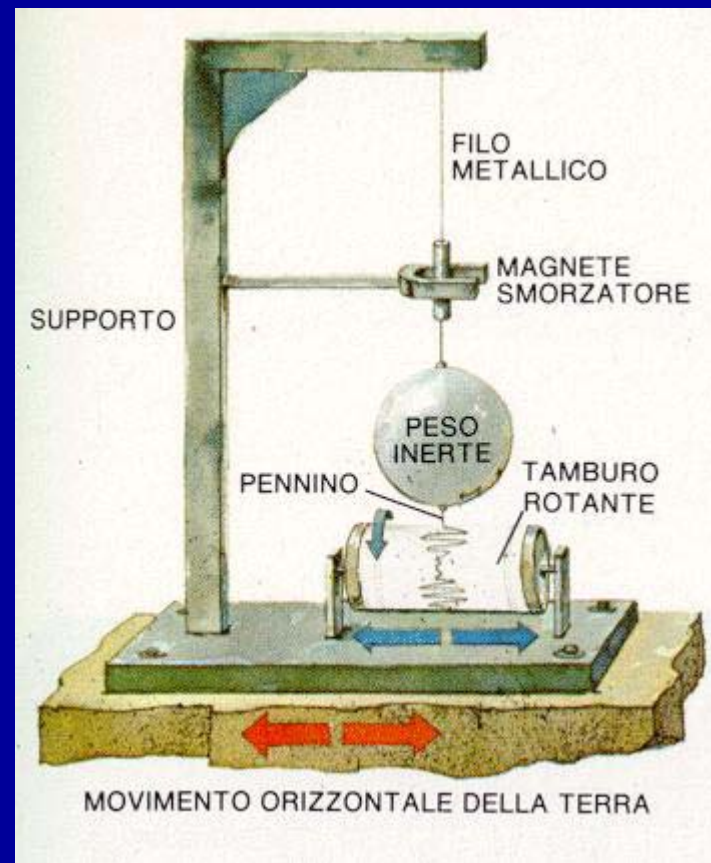
Dove l'acqua è profonda le onde viaggiano a velocità elevatissime (es. oltre 800 km/ora)

Al ridursi della profondità la velocità si riduce ma aumenta enormemente l'altezza dell'onda

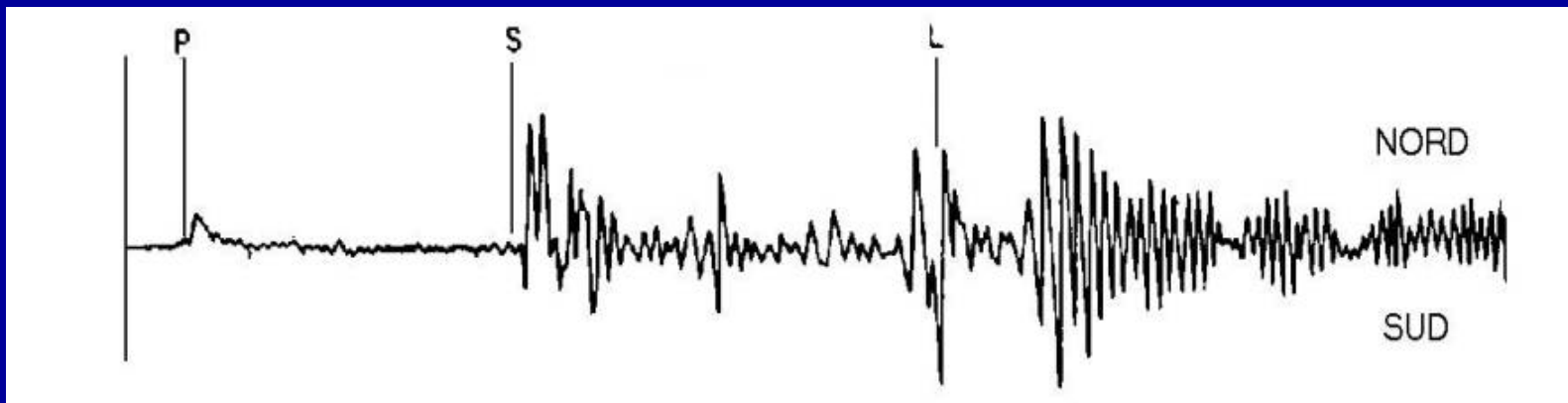
Sismologia:
studio del moto del terreno

Registrazione del moto del terreno

Sismografo:
misura gli
spostamenti
del terreno



Sismogramma



Onde sismiche

L'energia liberata dal sisma si propaga in onde

Esistono più tipi di onda,
che si propagano con differente velocità
ed hanno un diverso contenuto energetico:

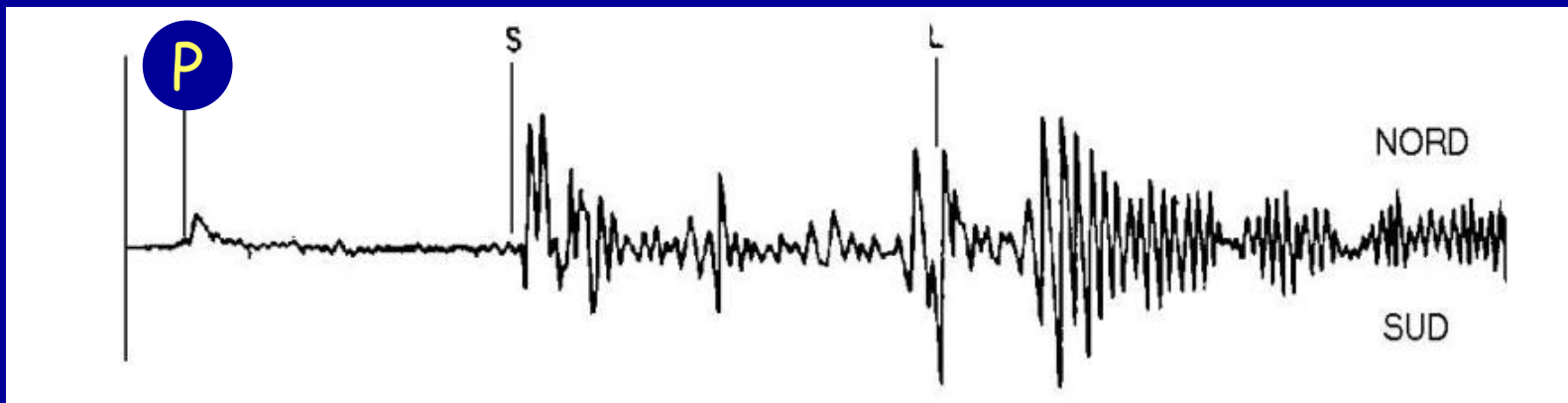
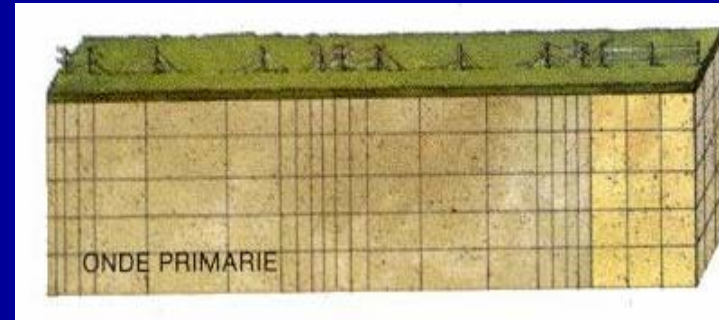
- onde di volume, che si propagano per tutto il volume terrestre (più veloci)
- onde di superficie, che si propagano solo nello strato superficiale (maggior contenuto energetico)

Onde di volume

Si hanno:

- Onde **primarie** (P)
onde longitudinali,
di compressione e dilatazione
sono le più veloci

$$v_p \cong 1.1 \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad \text{per roccia, } v_p \cong 5 \div 6 \text{ km/h}$$



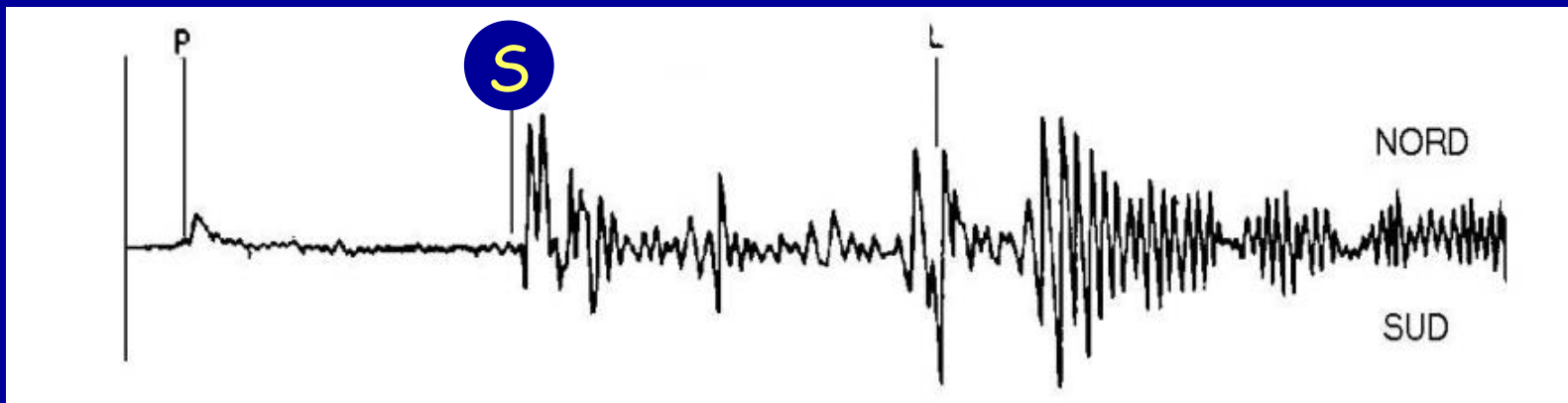
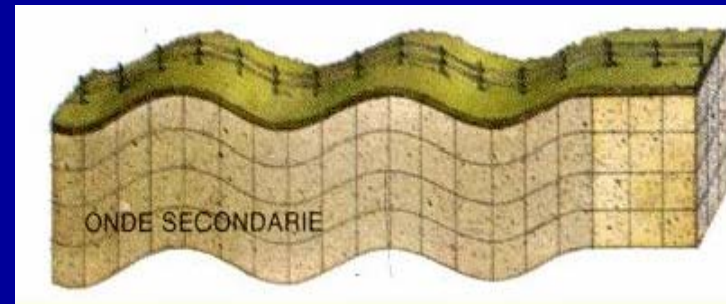
Onde di volume

Si hanno:

- Onde primarie (P)
- Onde **secondarie** (S)
onde trasversali, di taglio

$$v_S = \frac{v_P}{\sqrt{3}}$$

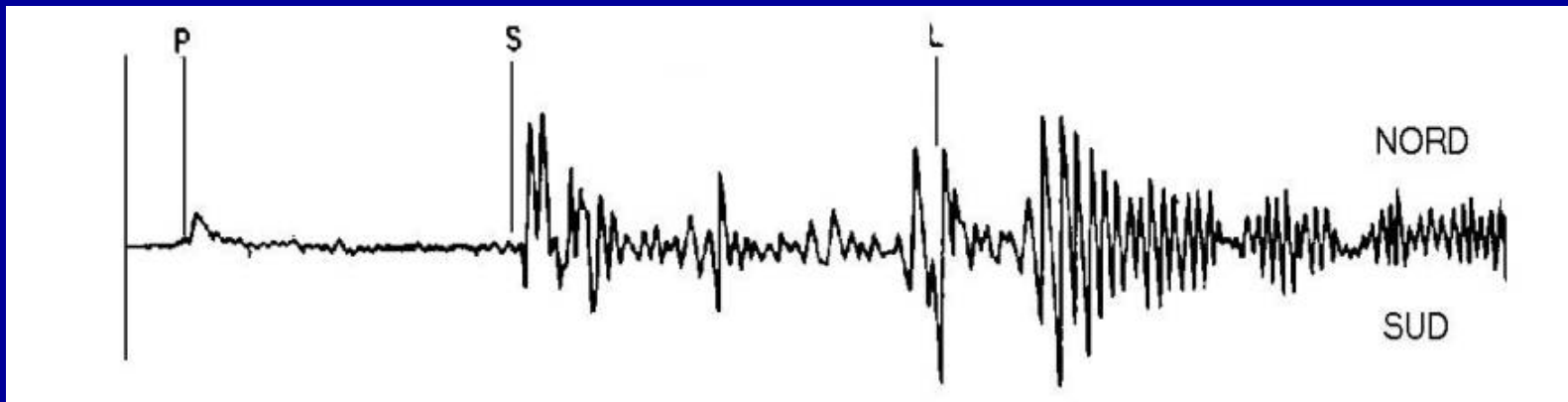
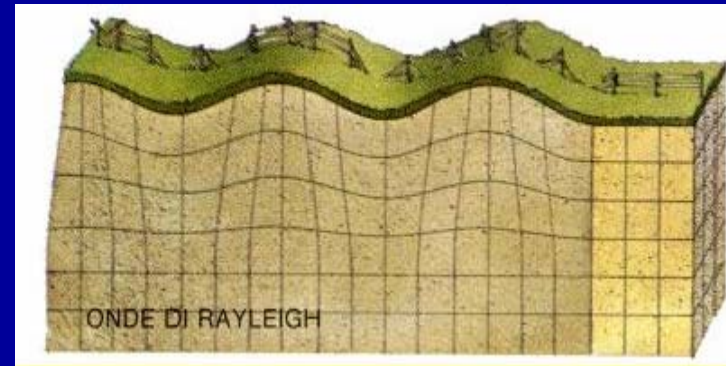
non si propagano
nei liquidi



Onde di superficie

Si hanno vari tipi, tra cui:

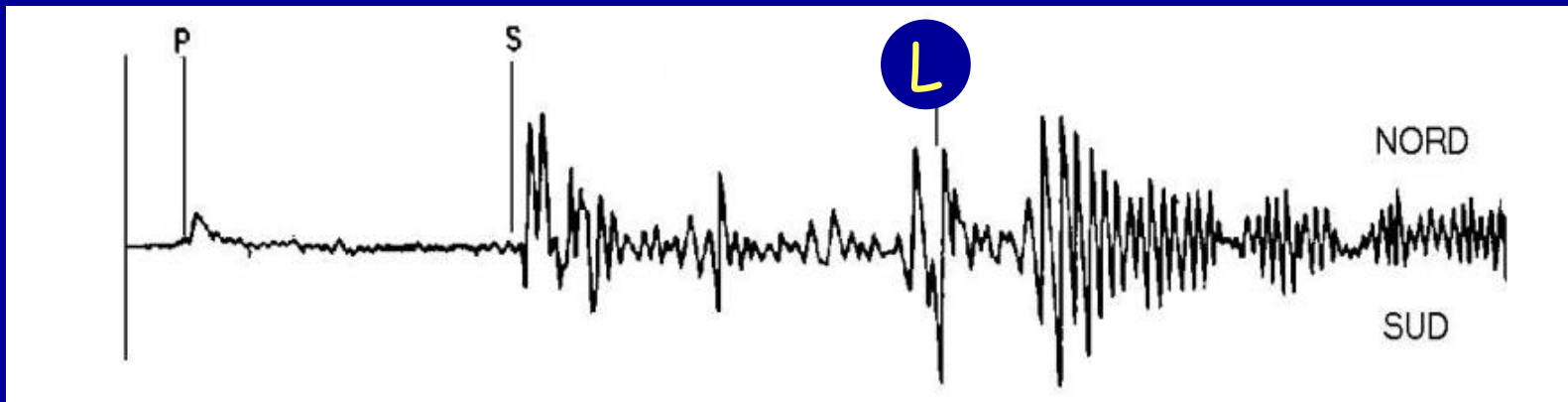
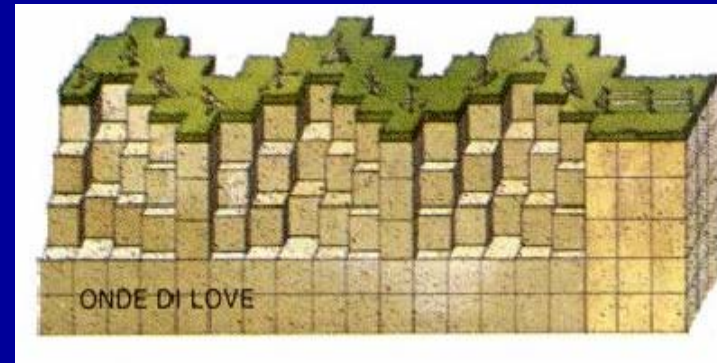
- Onde di Rayleigh (R) con moto secondo un'ellisse nel piano verticale



Onde di superficie

Si hanno vari tipi, tra cui:

- Onde di Rayleigh (R) con moto secondo un'ellisse nel piano verticale
- Onde di Love (L) con moto tipo onde di taglio nel piano orizzontale



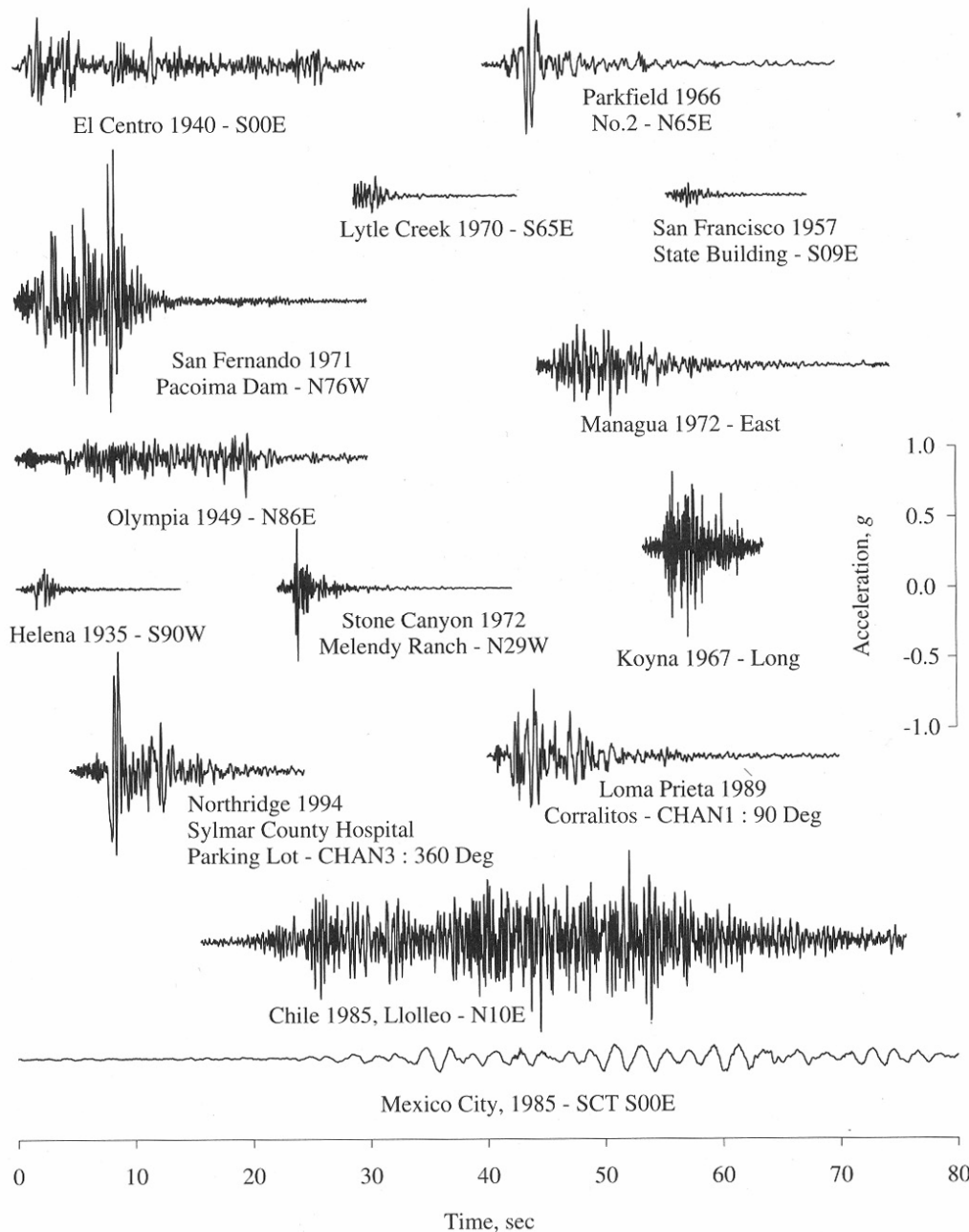
Accelerogramma

Più interessante ai fini ingegneristici è rappresentare l'accelerazione in funzione del tempo



Primo parametro di interesse: accelerazione massima

Ma sono importanti anche: durata, contenuto energetico



Accelerogrammi

relativi a sismi di forte
intensità in America

Notare:

valori del PGA (Peak
Ground Acceleration =
accelerazione massima)
molto alti, da 0.3 a 0.7 g

forti differenze nel
contenuto in frequenza
e nella durata

Classificazione dei terremoti

Scale di intensità empiriche, basate sugli effetti:

MM = Mercalli modificata

MCS = Mercalli-Cancani-Sieberg

MSK = Medvedev-Sponheur-Karnik

Scale basate su misurazioni di grandezze (energia, ecc.):

M = Magnitudo Richter

Scala Mercalli dell'intensità sismica (1902, modificata nel 1931 e 1956)

- I Non percepito dalle persone.
 - II Percepito da persone in riposo, nei piani superiori delle case o in posizione favorevole.
 - III Percepito nelle case. Oscillazione di oggetti appesi. Vibrazioni come al passaggio di autocarri leggeri. Stime della durata. Talora non riconosciuto come terremoto.
 - IV Oscillazione di oggetti appesi. Vibrazioni come al passaggio di autocarri pesanti, o scossa come di una pesante palla che colpisca le pareti. Oscillazione di automezzi fermi. Movimento di porte e finestre. Tintinnio di vetri. Vibrazione di vasellami. Nello stadio superiore del IV, scricchiolio di pareti e di strutture in legname.
 - V Risentito all'esterno; stima della direzione. Sveglia di persone dormienti. Movimento della superficie dei liquidi, versamento di taluni dai recipienti. Spostamento o rovesciamento di piccoli oggetti instabili. Oscillazione di porte che si aprono o si chiudono. Movimento di imposte e quadri. Arresto, messa in moto, cambiamento del passo di orologi a pendolo.
 - VI Sentito da tutti. Spavento e fuga all'esterno. Barcollare di persone in moto. Rottura di vetrine, piatti, vetrerie. Caduta dagli scaffali di ninoli, libri ecc. e di quadri dalle pareti. Spostamento o rotazione di mobili. Screpolature di intonaci deboli e di murature tipo D (*). Suono di campanelli (di chiese, di scuole). Stormire di alberi e di cespugli.
 - VII Difficile stare in piedi. Risentito dai guidatori di automezzi. Tremolio di oggetti sospesi. Rottura di mobili. Danni alle murature tipo D (*), incluse fenditure. Rotture di comignoli deboli situati sul colmo dei tetti. Caduta di intonaci, mattoni, pietre, tegole, cornicioni (anche di parapetti isolati e ornamenti architettonici). Qualche lesione a murature tipo C (*). Formazione di onde sugli specchi d'acqua; intorbidamento di acque. Piccoli smottamenti e scavernamenti in depositi di sabbia e ghiaia. Forte suono di campane. Danni a canali d'irrigazione rivestiti.
 - VIII Risentito nella guida di automezzi. Danni a murature tipo C (*), crolli parziali. Alcuni danni a murature tipo B (*), non tipo A (*). Caduta di stucchi e di alcune pareti in muratura. Rotazione e caduta di camini, monumenti, torri, serbatoi elevati. Costruzioni con strutture in legname smosse dalle fondazioni se non imbullonate; pannelli delle pareti lanciati fuori. Rottura di palizzate deteriorate. Rottura di rami di alberi. Variazioni di portata o temperatura di sorgenti e pozzi. Crepacci nel terreno e sui pendii ripidi.
 - IX Panico generale. Distruzione di murature tipo D (*), gravi danni a murature tipo C (*) talvolta con crollo completo; seri danni a murature tipo B (*) (danni generali alle fondazioni). Gravi danni ai serbatoi. Rottura di tubazioni sotterranee. Rilevanti crepacci nel terreno. Nelle aree alluvionali espulsione di sabbie e fango, formazione di crateri di sabbia.
 - X Distruzione di gran parte delle murature e delle strutture in legname, con le loro fondazioni. Distruzione di alcune robuste strutture in legname e di ponti. Gravi danni a dighe, briglie, argini. Grandi frane. Disalveamento delle acque di canali, fiumi, laghi ecc. Traslazione orizzontale di sabbie e argille sulle spiagge e su regioni piane. Rotaie debolmente deviate.
 - XI Rotaie fortemente deviate. Tubazioni sotterranee completamente fuori servizio.
 - XII Distruzione pressoché totale. Spostamento di grandi masse rocciose. Linee di riferimento deformate. Oggetti lanciati in aria.
- (*) A = Buon manufatto, legato insieme con ferri, calcestruzzo ecc., progettato per resistere a forze laterali.
 B = Buon manufatto con malta; rinforzato, ma non destinato in particolare a resistere a forze laterali.
 C = Manufatto ordinario con malta, senza tiranti agli angoli né rinforzi.
 D = Materiali deboli, come mattoni cotti al sole; malte povere; manufatto di bassa qualità, debole orizzontalmente.

Magnitudo (Richter, 1935)

È il logaritmo dell'ampiezza massima di oscillazione (in micron), misurata a 100 km dall'epicentro

Energia rilasciata da un sisma:
è legata alla magnitudo dalla relazione

$$\log E = 4.4 + 1.5 M \quad (E \text{ in joule})$$

Frequenza annua N di terremoti con intensità $\geq M$:

$$\log N = a - b M \quad (a \cong 5.5, b \cong 1.1 \text{ nel Mediterraneo})$$

Classificazione sismica del territorio

Nel passato:

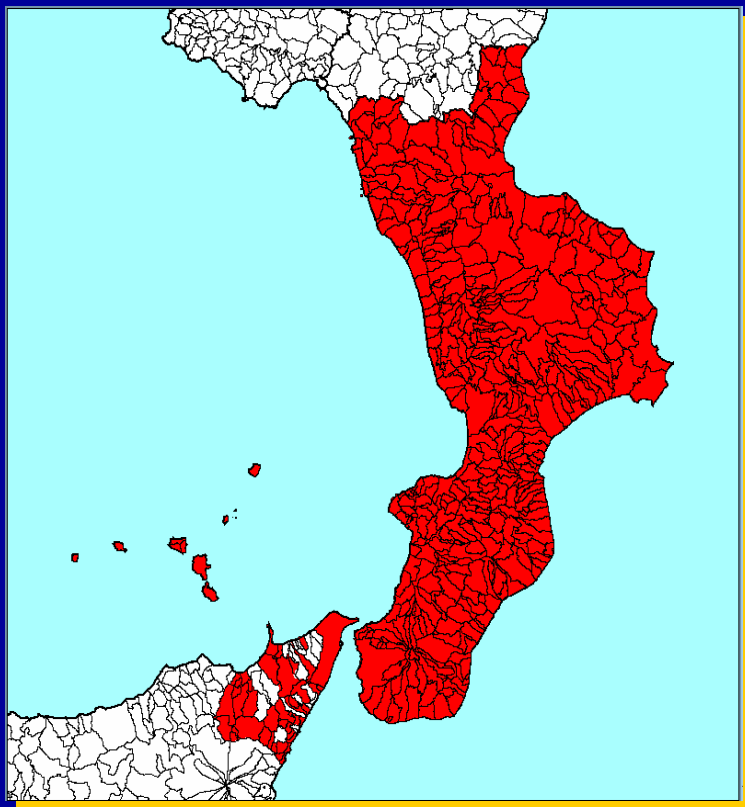
classificazione in base ai danni provocati dai terremoti avvenuti

Oggi:

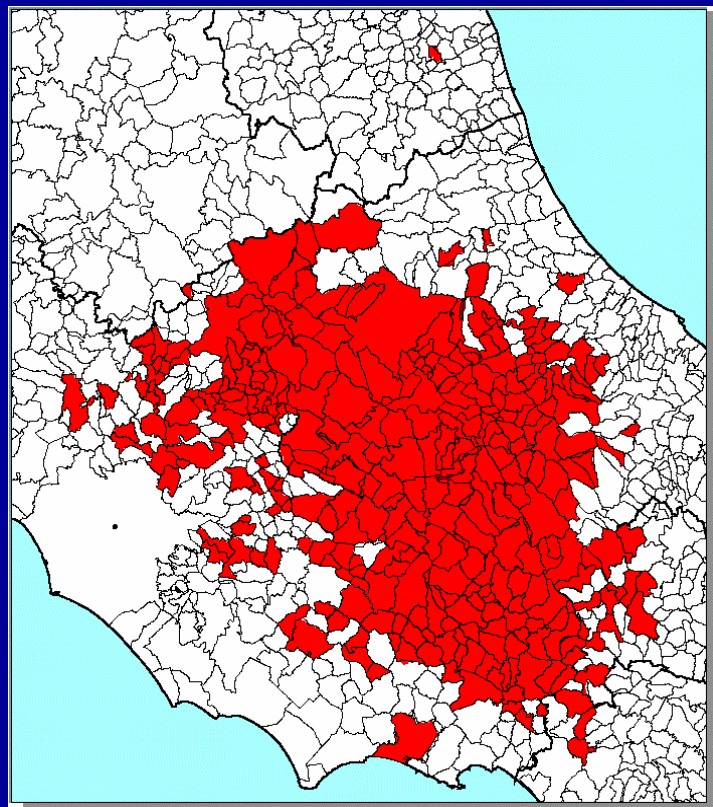
valutazione statistica della pericolosità sismica

Classificazione sismica, nel passato

**Terremoto:
Messina, 1908
RD n. 193/1909**



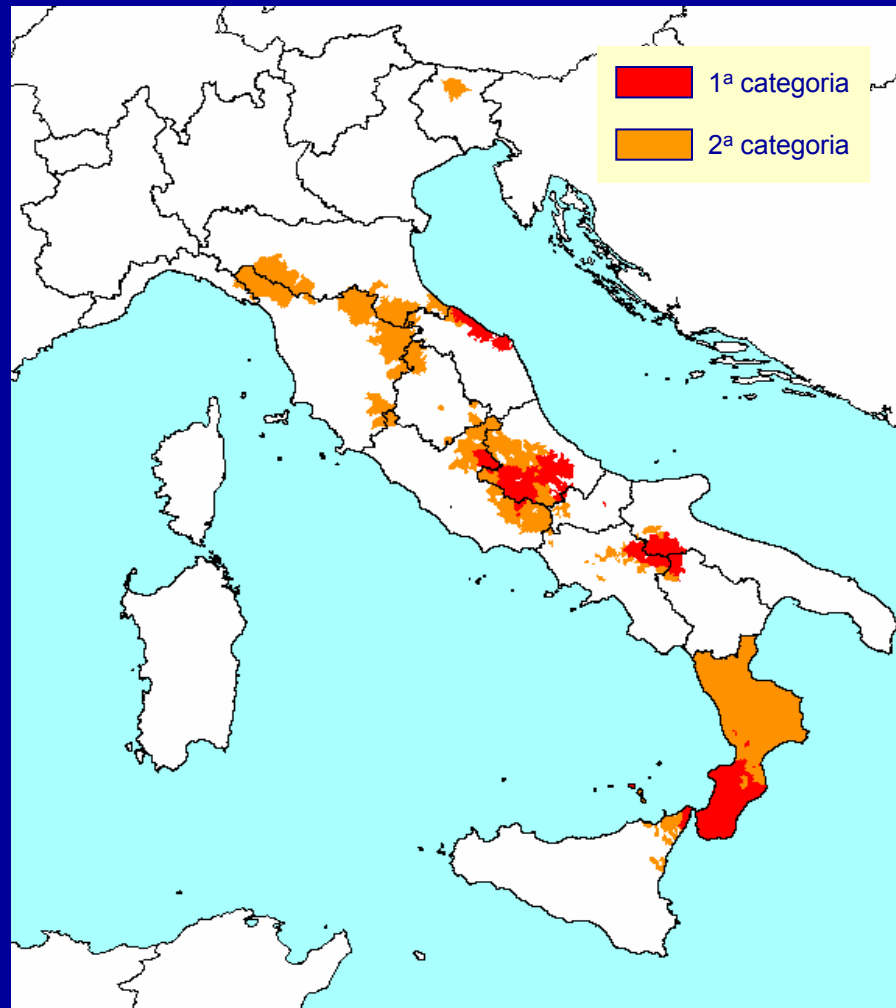
**Terremoto:
Avezzano, 1915
RD n. 573/1915**



Classificazione sismica, nel passato

RD n. 431/1927

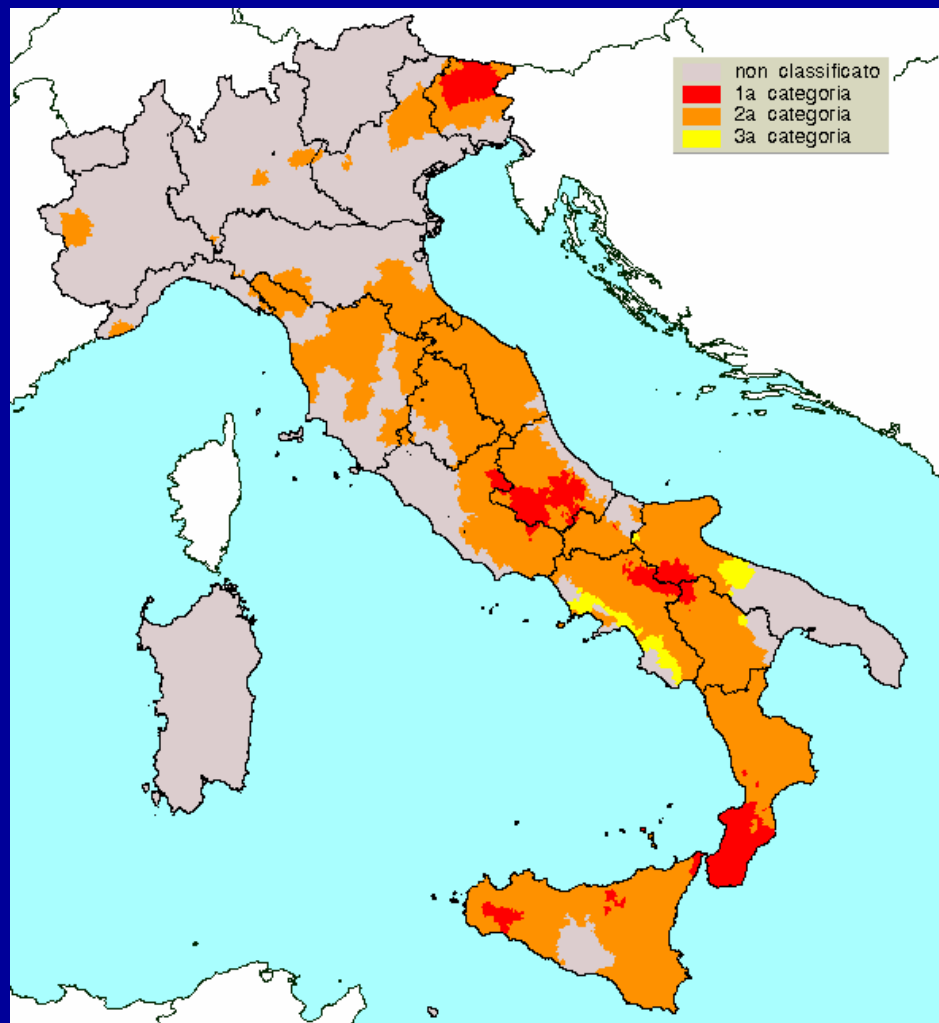
RD n. 640/1935



Classificazione sismica, anni '80

Dopo il terremoto
del Friuli (1976)
parte il
Progetto
Finalizzato
Geodinamica (CNR)

Zona
1ª categoria
2ª categoria
3ª categoria
non classificato



Classificazione sismica, oggi

Valutazione probabilistica dell'intensità dei terremoti

Periodo di ritorno T_r = tempo medio che intercorre tra due eventi sismici di assegnata intensità

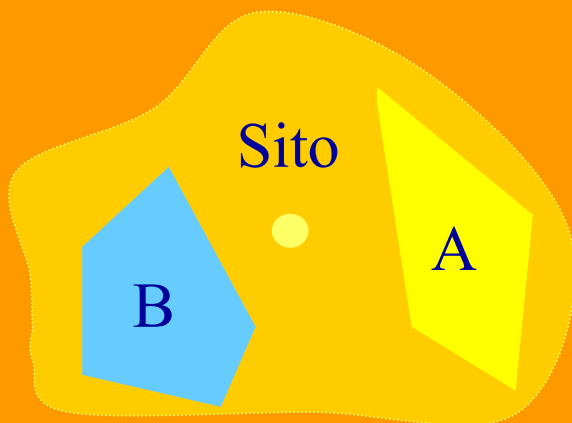
Relazione tra probabilità p_1 di superamento nel tempo T_1 e periodo di ritorno T_r :

$$T_r = -\frac{T_1}{\ln(1 - p_1)} \cong \frac{T_1}{p_1}$$

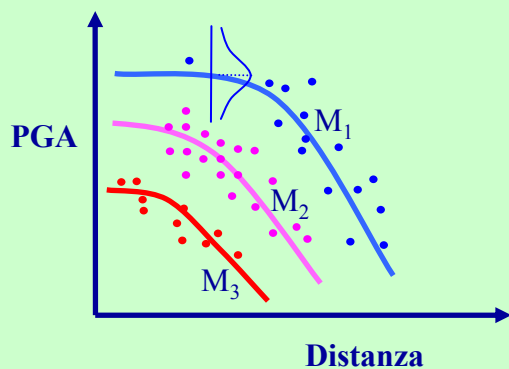
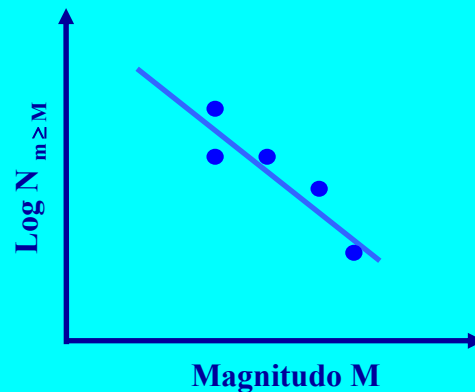
Terremoto di riferimento per il progetto:
probabilità di superamento del 10% in 50 anni
ovvero periodo di ritorno di 475 anni

Classificazione sismica, oggi

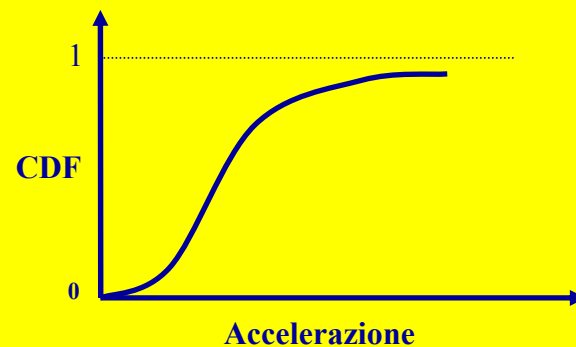
Fase 1 - Zone



Fase 2 - Ricorrenza



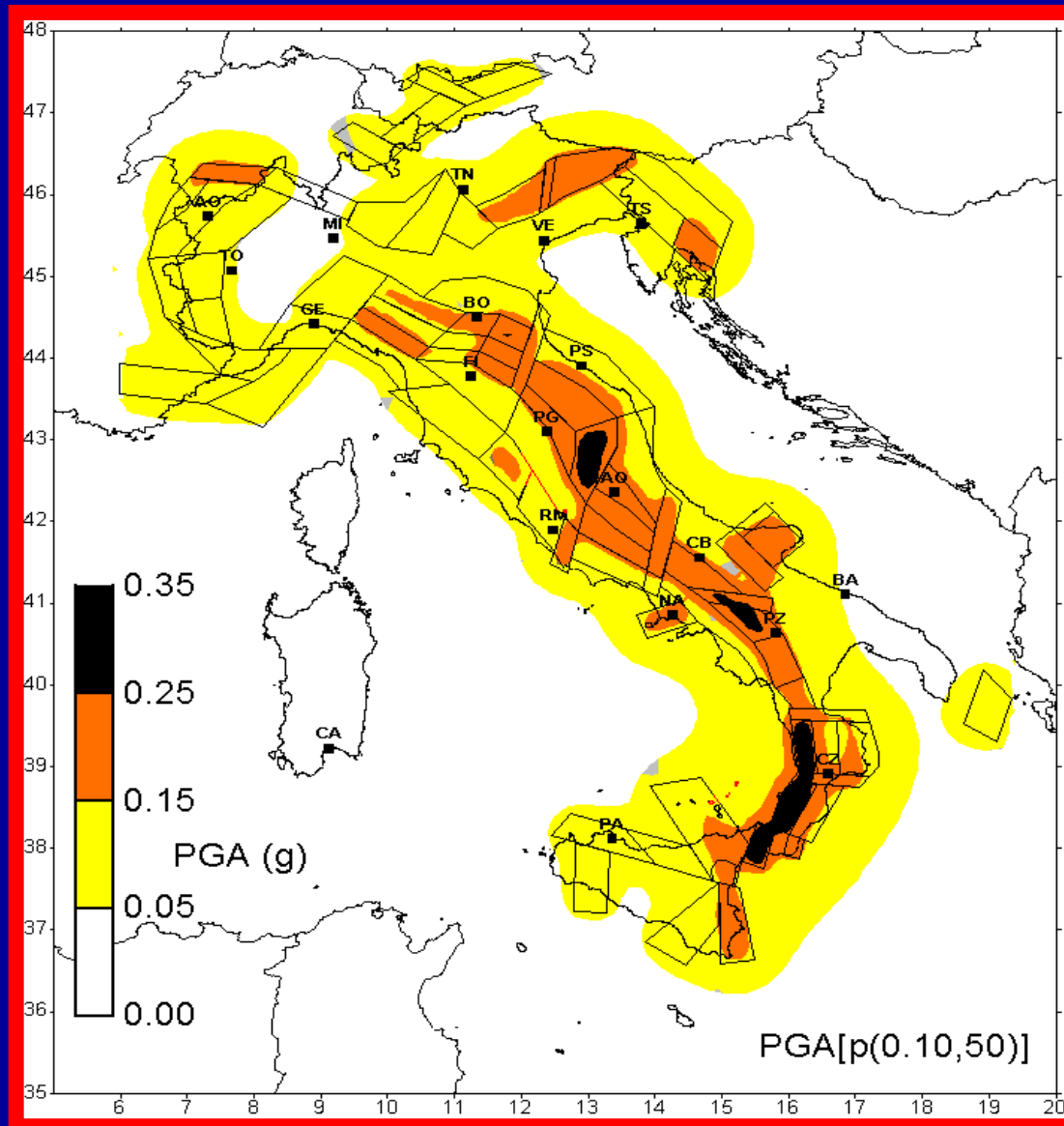
Fase 3 - Attenuazione



Fase 4 - Probabilità
(di non superamento nell'intervallo t)

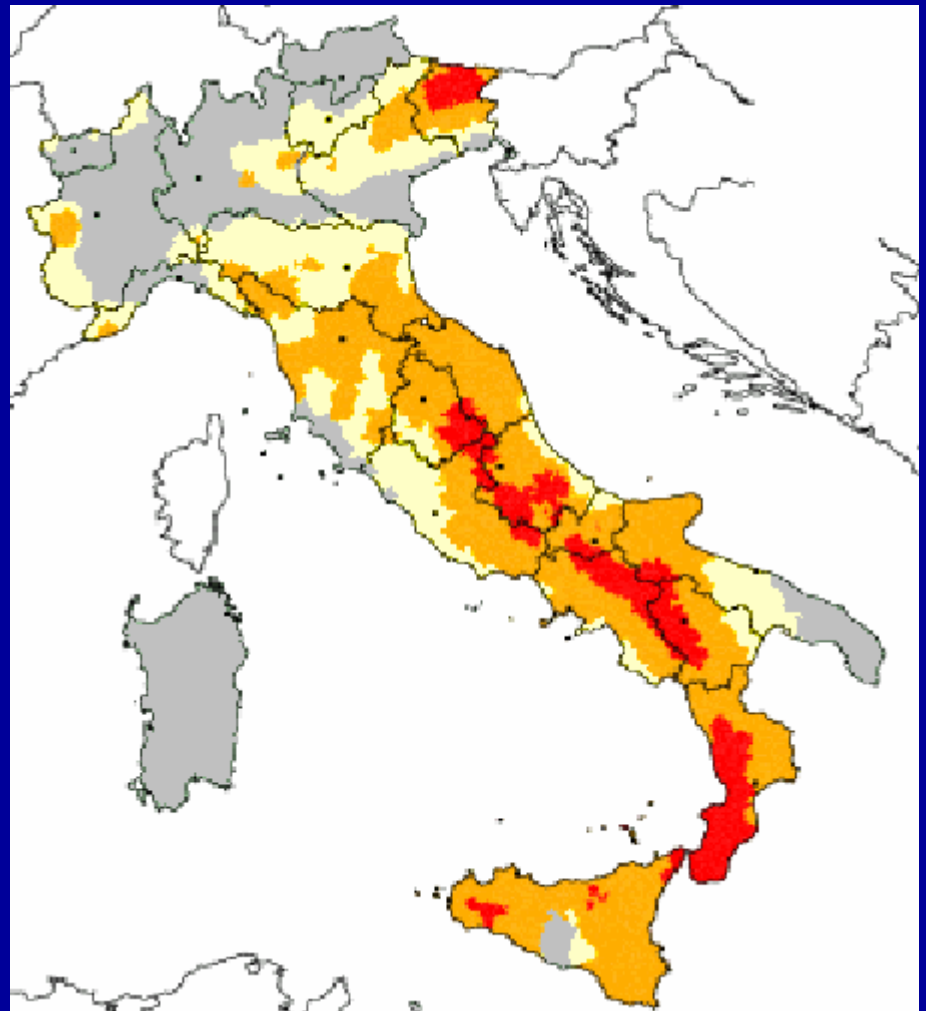
Analisi di pericolosità

Classificazione del territorio in base alla probabilità di superamento di PGA del 10% in 50 anni ($T_r = 475$ anni)

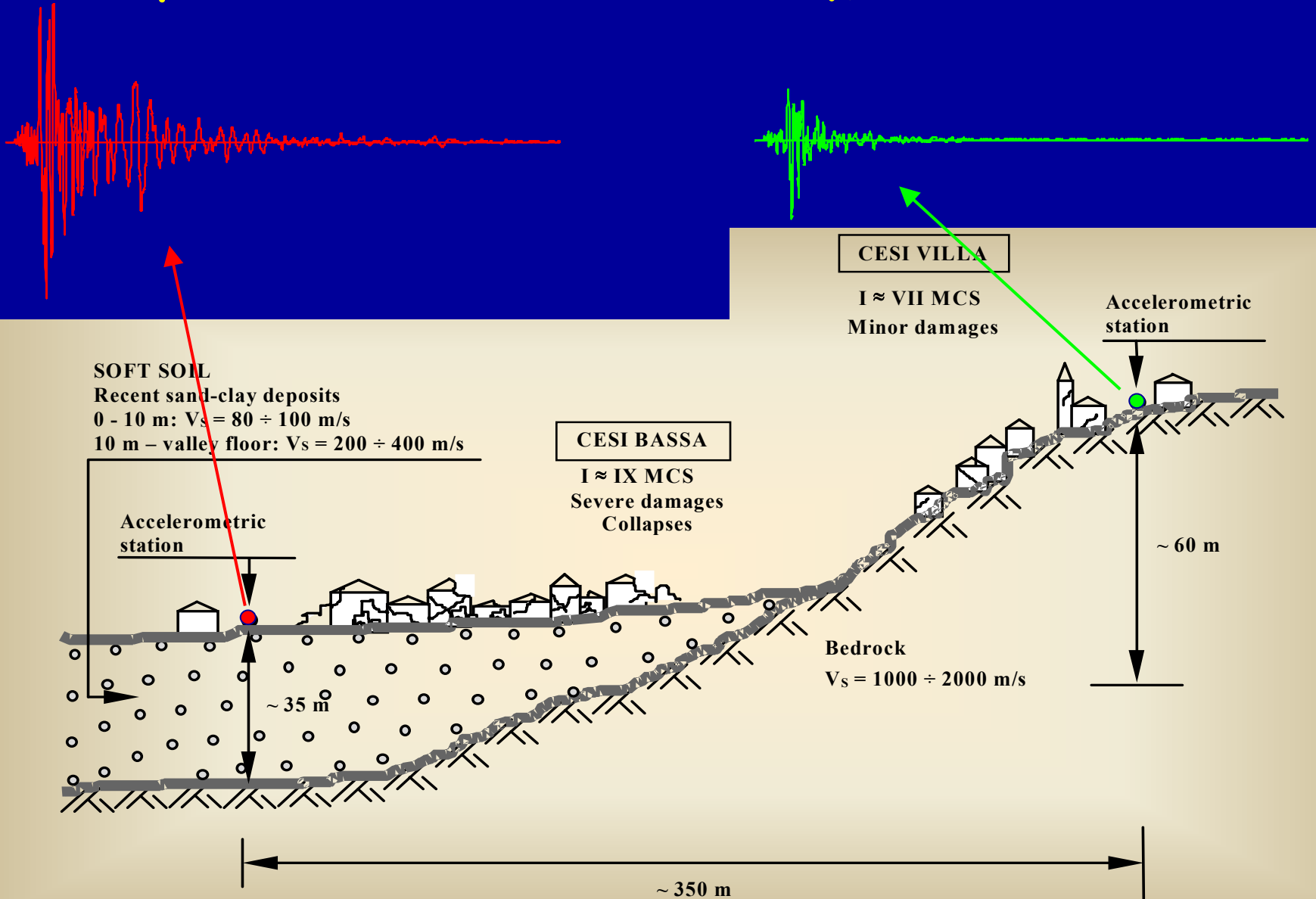


Classificazione sismica, oggi (ordinanza 3274)

Zona	a_g
1	0,35 g
2	0,25 g
3	0,15 g
4	0,05 g



Influenza del terreno e microzonazione



Effetto dei terremoti

Accelerazione sismica medio-bassa

Ribaltamento di mobili



Napoli,
Facoltà di Ingegneria

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

Danni ai tramezzi



Napoli,
Facoltà di
Ingegneria

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

Danni ai tramezzi



Napoli,
Facoltà di
Ingegneria

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata



Danni ai tramezzi



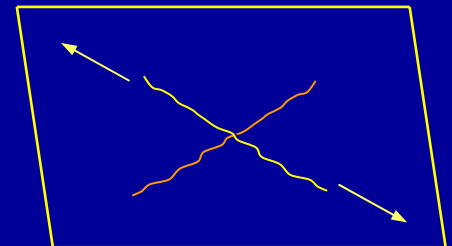
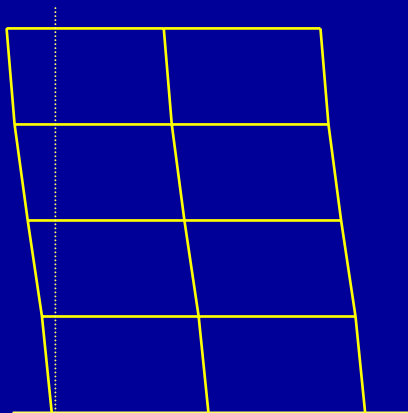
Napoli,
Facoltà di
Ingegneria

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

Danni ai tramezzi



Napoli,
Facoltà di
Ingegneria



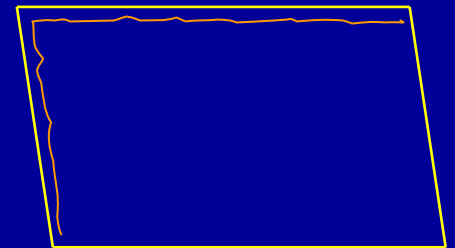
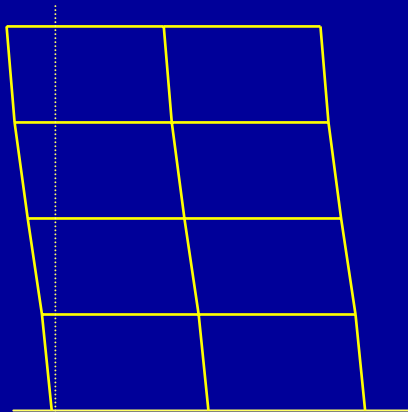
23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

Danni ai tramezzi



Napoli,
Facoltà di
Ingegneria

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata



oppure distacco
dei tramezzi dagli
elementi strutturali

Danni alle pareti di tamponamento per azioni nel loro piano



2002 - Santa Venerina

foto G. Gaeta

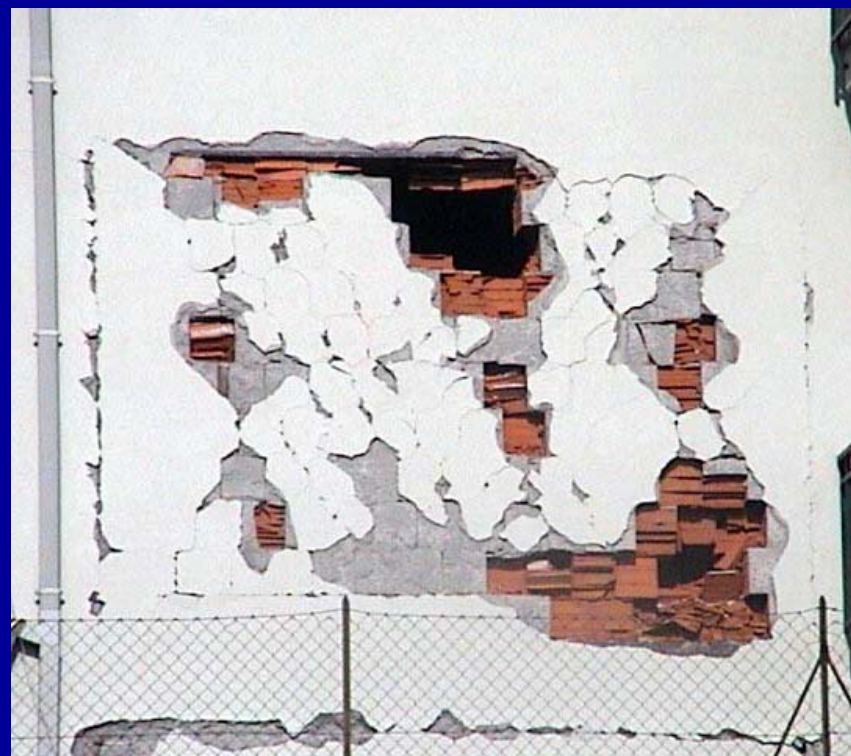
Danni alle pareti di tamponamento per azioni nel loro piano



2002 - Santa Venerina

foto G. Gaeta

Danni alle pareti di tamponamento per azioni nel loro piano



2002 - Santa Venerina

foto G. Gaeta

Espulsione delle pareti di tamponamento per azioni ortogonali al loro piano



1999 - Turchia

Espulsione delle pareti di tamponamento



1999 - Turchia

Espulsione delle pareti di tamponamento



2002 - Santa Venerina

foto G. Gaeta

Espulsione delle pareti di tamponamento



1994 - Northridge

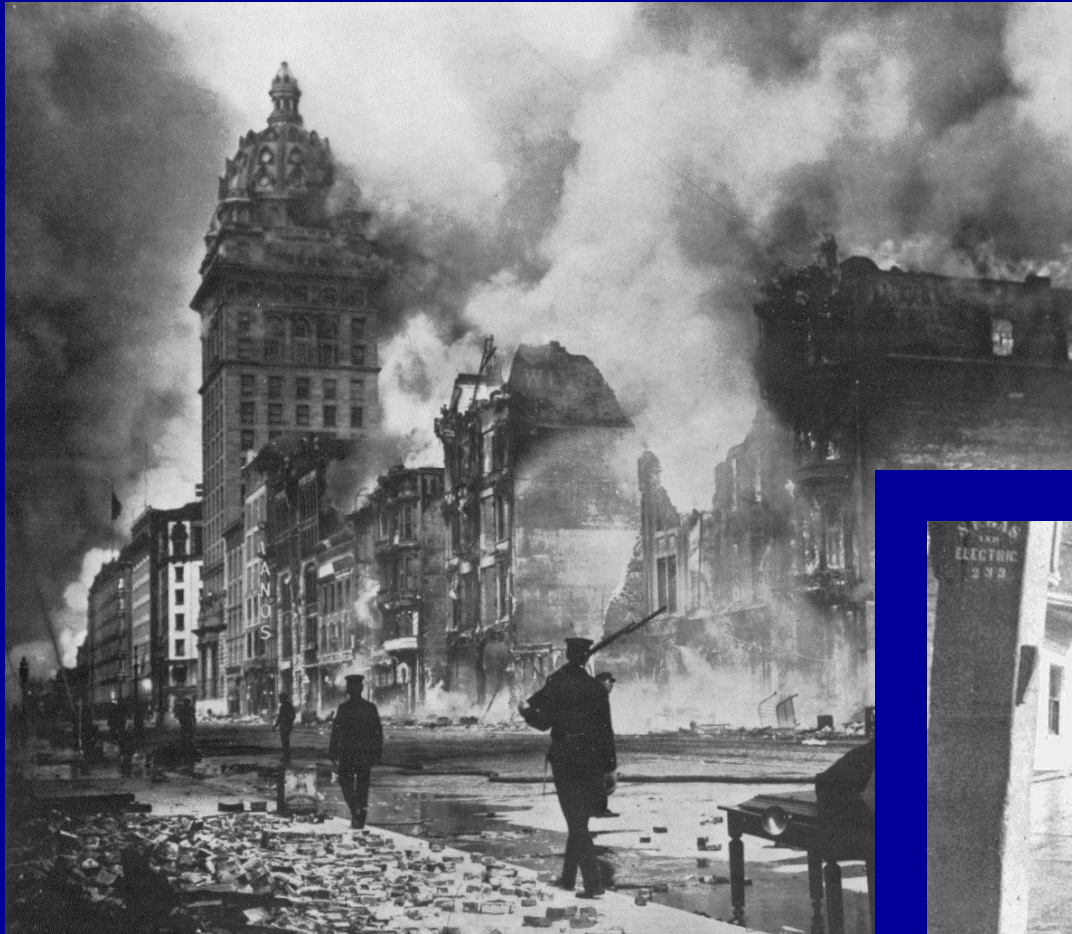
Espulsione delle
pareti di
tamponamento

Rischio di
perdita di vite

1964 - Alaska



Altre conseguenze dei terremoti



Incendi

Rottura delle
condotte idriche



1906 - San Francisco

Effetto dei terremoti

Accelerazione sismica elevata

Danno agli elementi strutturali



Danni e difetti costruttivi



Mancanza di
staffe in testa
al pilastro e
nel nodo

Danni e difetti costruttivi



2002 – Santa Venerina

foto G. Gaeta

Danni e difetti costruttivi

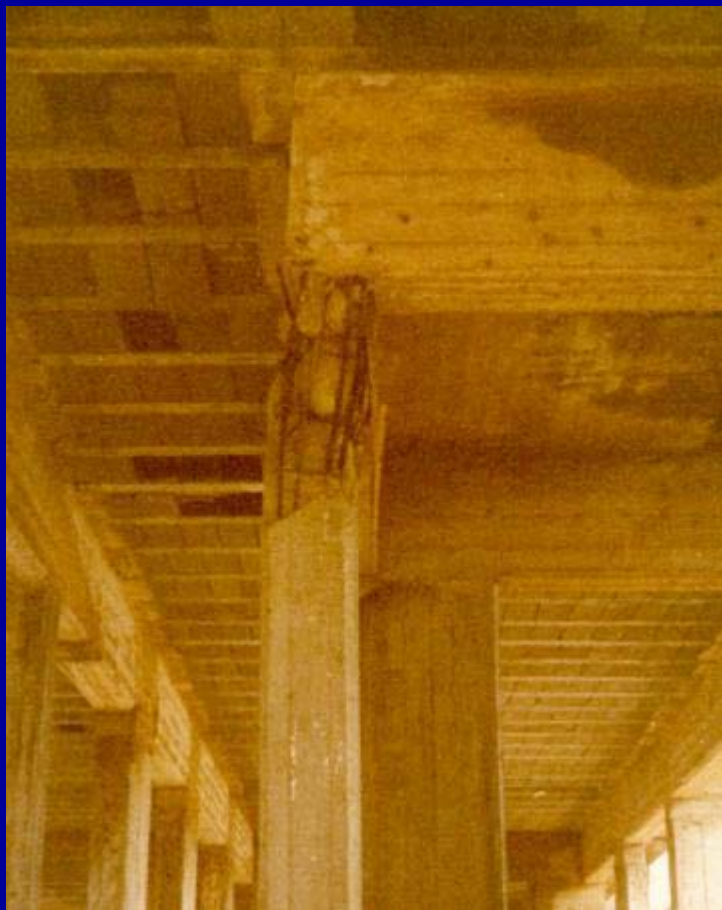


Mancanza di
staffe in testa
al pilastro



La barra
compressa si
instabilizza

Danni e difetti costruttivi ...



S. Angelo dei Lombardi,
edificio in costruzione



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

... possono portare a meccanismi di piano



Meccanismi di piano - senza crollo

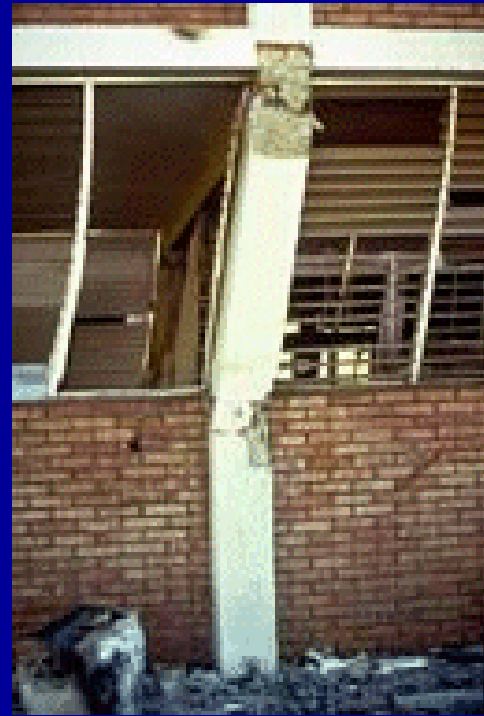
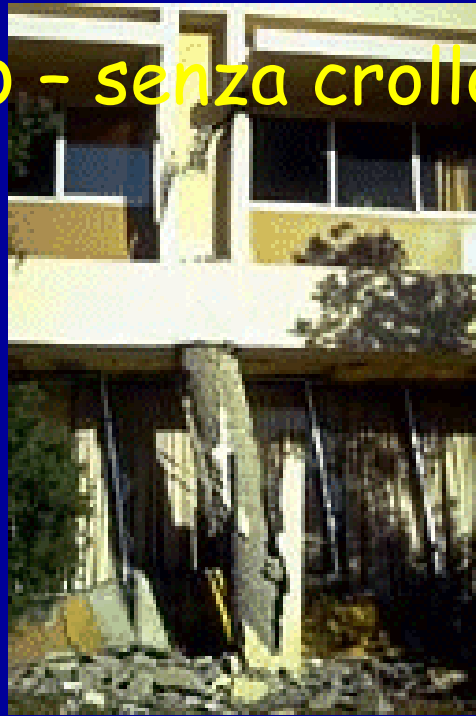


1999 – Turchia

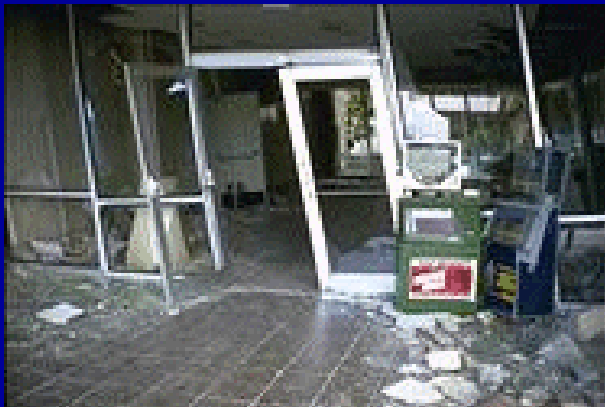
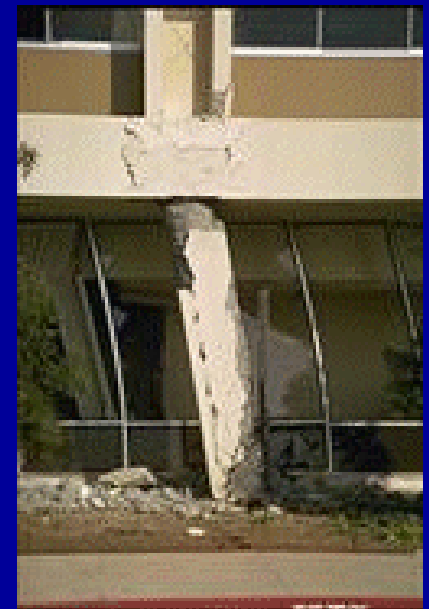
Meccanismi di piano - senza crollo



Meccanismi di piano - senza crollo



Meccanismi di piano - senza crollo



1971 – San Fernando

Ma il danno progredisce ...



Espulsione di blocchi di
calcestruzzo

Scorrimento
lungo la lesione



... con risultati fatali



1999 – Turchia

foto A. Gheresi

Perdita del piano inferiore



1999 – Turchia (?)

Perdita del piano inferiore

Lioni,
edificio del Banco di Napoli



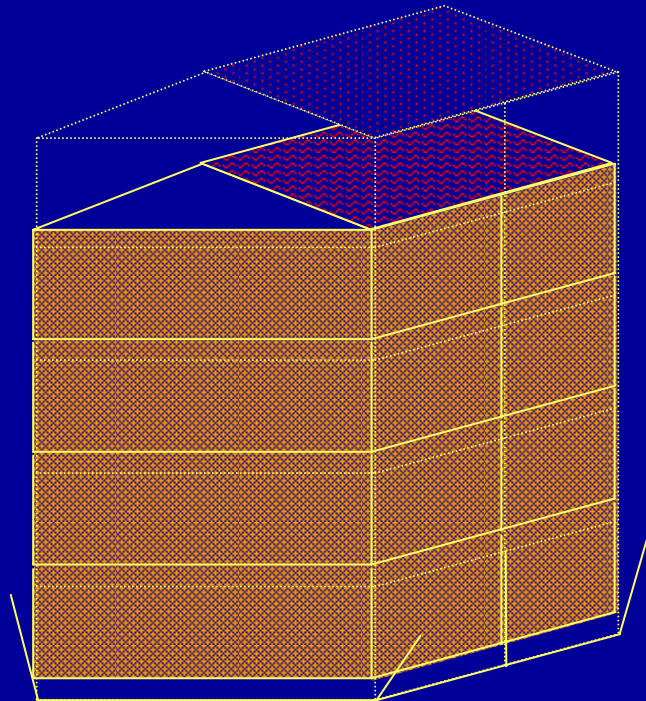
23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

Lioni, edificio del Banco di Napoli



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

Lioni, edificio del Banco di Napoli



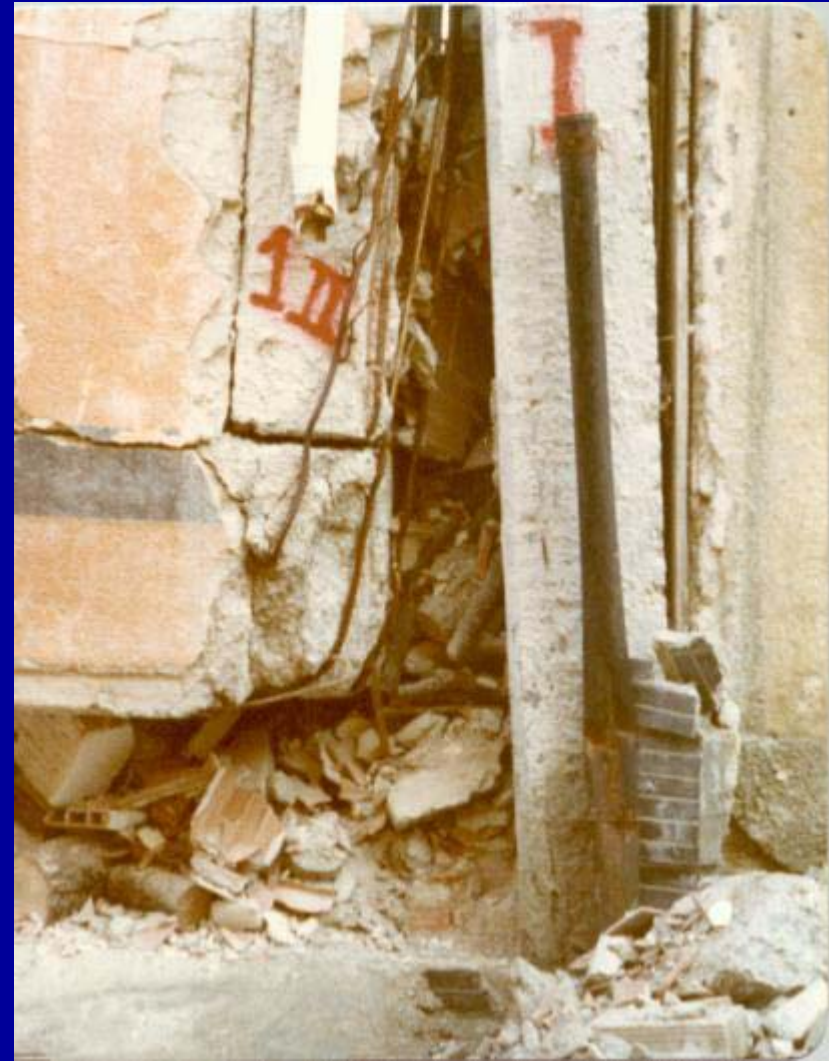
23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

Lioni, edificio del Banco di Napoli



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

Lioni, edificio del Banco di Napoli



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

Perdita del piano inferiore - altri esempi



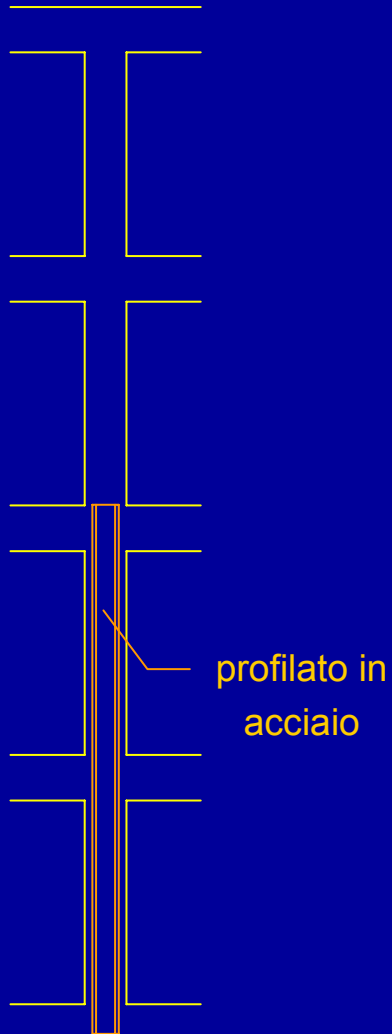
1999 – Turchia (?)

Perdita del piano inferiore



1995 – Kobe

Perdita di un piano intermedio



Perdita di un piano intermedio



1995 – Kobe

Perdita di un piano intermedio



1995 – Kobe

Perdita di un piano intermedio

possibili effetti torsionali
in pianta



1995 – Kobe

Ma tra i difetti ...

oltre alla differenza tra il
calcestruzzo sopra e
sotto la ripresa di getto...



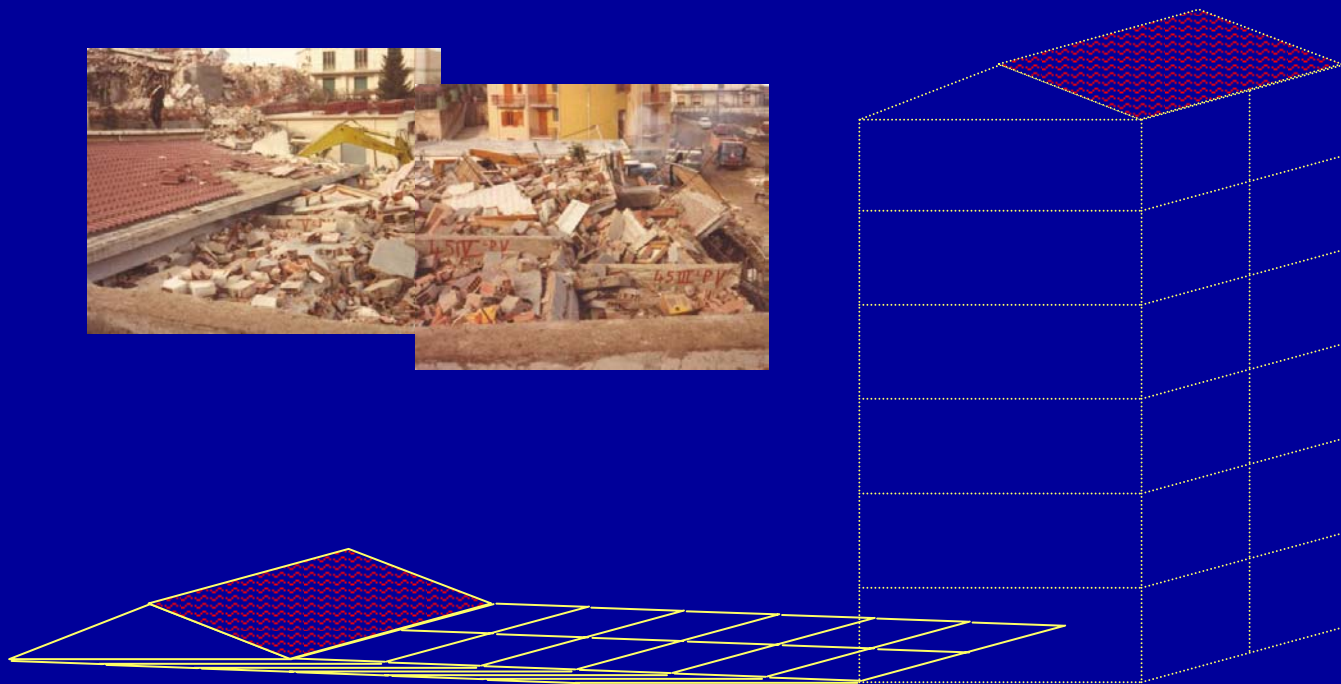
... la trascuratezza
degli operai

Risultato: crollo totale, con traslazione degli impalcati

S. Angelo dei Lombardi,
edificio 1



Crollo totale, con traslazione degli impalcati



Così, possono essere gli edifici
a investire le automobili ...



1994 – Northridge

Automobili schiacciate dagli edifici



1994 – Northridge

S. Angelo dei Lombardi

Edificio 2



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi edificio 2



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi edificio 2



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi edificio 2



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi edificio 2



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi - edificio 2



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

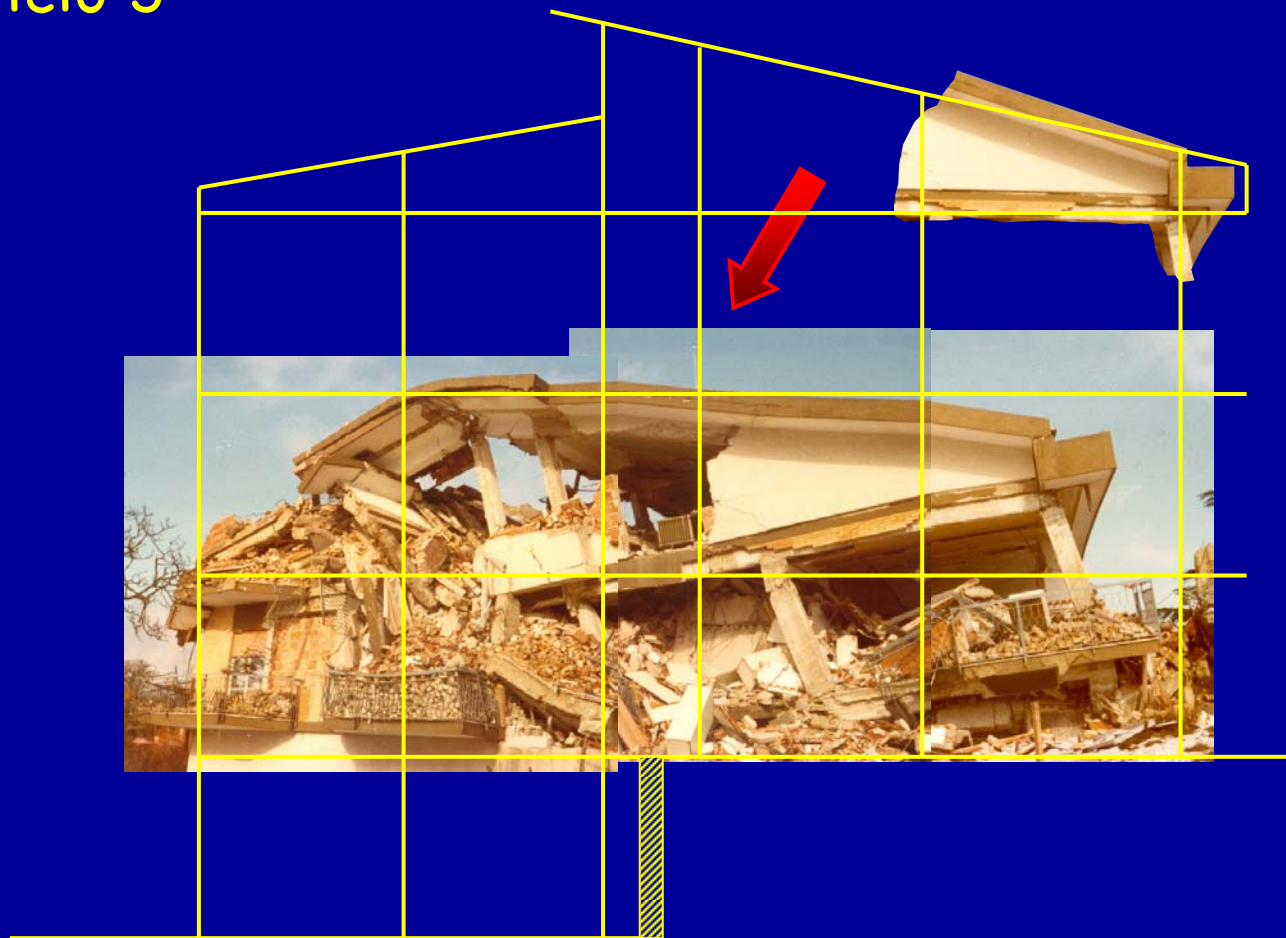
S. Angelo dei Lombardi

Edificio 3



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi edificio 3



S. Angelo dei Lombardi edificio 3



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi - edificio 3



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

Crollo totale - tipico (pilastri scadenti)



1999 – Turchia

Crollo totale



1999 – Turchia

Crollo totale - pilastri di ottima fattura



1994 – Northridge

Crollo totale



1994 – Northridge

Particolari dei pilastri



1994 – Northridge

Particolari dei pilastri



1994 – Northridge

Particolari dei pilastri



1994 – Northridge

Problematiche della progettazione antisismica

Per terremoti con alto periodo di ritorno

Non è economico progettare la struttura in modo da evitare danni - l'importante è che non crolli

C1

Bisogna tener conto del differente comportamento delle strutture oltre il limite elastico (con "coefficienti di struttura")

C2

Bisogna garantire maggior sicurezza a strutture "importanti" (per la protezione civile, ecc.)

C3

Per terremoti con basso periodo di ritorno

Poiché questi avvengono con frequenza,
è importante evitare danni eccessivi



Più in generale

Bisogna imporre alla struttura prestazioni diverse
in funzione del periodo di ritorno del terremoto
e dell'importanza dell'edificio

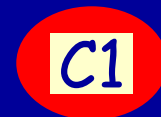


Sviluppo delle norme sismiche

Prime norme sismiche in Italia

Fine '700 ed '800:

Norme che fornivano prescrizioni costruttive e limitazioni all'altezza degli edifici



Subito dopo il terremoto di Messina (1908):

R.D. 18 aprile 1909, n.193

impone di tener conto, nei calcoli di resistenza delle costruzioni, di "azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio, rappresentandole con accelerazioni applicate alle masse del fabbricato"

Principali norme del '900

R.D. 25 marzo 1935, n. 640

Impone azioni di entità analoga a quelle utilizzate fino a fine secolo (ma con accelerazione uguale a tutti i piani)

Impone l'uso di cordoli in c.a. per edifici in muratura

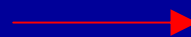
Legge 25 novembre 1962, n. 1684

D.M. 3 marzo 1975

Le forze corrispondono ad una accelerazione crescente col piano

Introduce un "coefficiente di struttura"

Consente l'analisi dinamica (modale)



Principali norme del '900

D.M. 2 luglio 1981, n. 593

Fornisce indicazioni per riparazione e rafforzamento di edifici danneggiati dal sisma del 1980

Introduce il calcolo anche per gli edifici in muratura

D.M. 24 gennaio 1986

Introduce un "coefficiente di importanza" —————→

C3

D.M. 16 gennaio 1996

Consente la verifica col metodo degli stati limite

Introduce limiti agli spostamenti di interpiano —————→

D

Oggi, in Italia

Ordinanza 3274 del 20 marzo 2003

Ordinanza 3431 del 3 maggio 2005

Impone la verifica col metodo degli stati limite

Consente altre modalità di analisi (statica non lineare, dinamica non lineare)

Chiarisce meglio tutte le problematiche di base (SLU-SLD, fattore di struttura, ecc.)

Introduce il concetto di "regolarità strutturale"

D.M. 14 settembre 2005

Recepisce, con minime modifiche, l'impostazione dell'Ordinanza 3274-3431

Oggi, all'estero

Eurocodice 8

È la base da cui è stata tratta l'Ordinanza 3274-3431

Norme americane FEMA

Introducono il concetto di "Performance based design" →

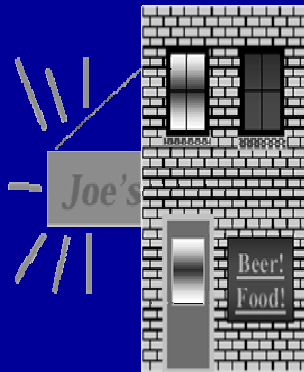
P

cioè

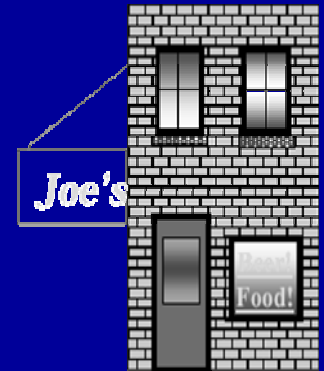
prestazione richiesta per un assegnato terremoto

Prestazione richiesta

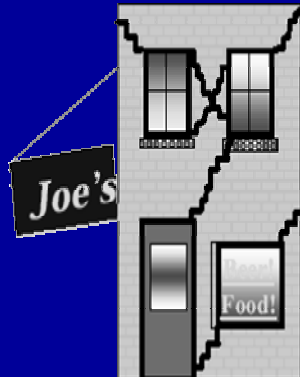
*piena
operatività*
Operational



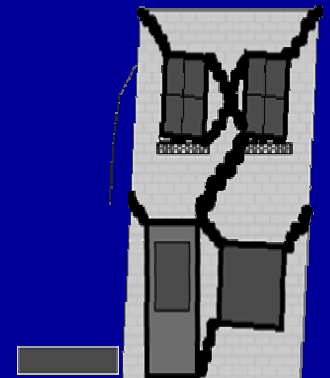
*occupazione
immediata*
**Immediate
Occupancy**



*salvaguardia
vite umane*
Life Safety



*prevenzione
del collasso*
**Collapse
Prevention**



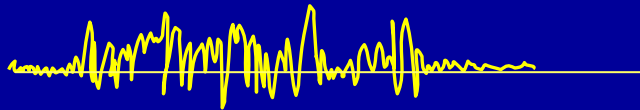
Prestazione richiesta

	Collapse Prevention	Life Safety	Immediate Occupancy	Operational
Overall Damage	Severe	Moderate	Light	Very Light
General	Little residual stiffness and strength, but load-bearing columns and walls function. Large permanent drifts. Some exits blocked. Infills and unbraced parapets failed or at incipient failure. Building is near collapse.	Some residual strength and stiffness left in all stories. Gravity-load-bearing elements function. No out-of-plane failure of walls or tipping of parapets. Some permanent drift. Damage to partitions. Building may be beyond economical repair.	No permanent drift. Structure substantially retains original strength and stiffness. Minor cracking of facades, partitions, and ceilings as well as structural elements. Elevators can be restarted. Fire protection operable.	No permanent drift. Structure substantially retains original strength and stiffness. Minor cracking of facades, partitions, and ceilings as well as structural elements. All systems important to normal operation are functional.
Nonstructural components	Extensive damage.	Falling hazards mitigated but many architectural, mechanical, and electrical systems are damaged	Falling hazards mitigated but many architectural, mechanical, and electrical systems are damaged	Falling hazards mitigated but many architectural, mechanical, and electrical systems are damaged

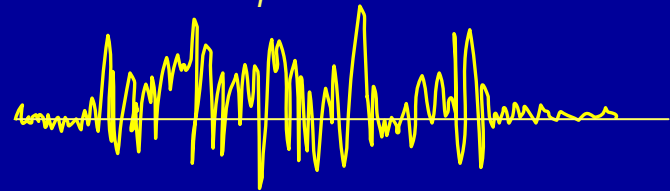
Terremoto assegnato (probabilità di superamento in 50 anni)

Fornisce valori diversi del PGA,
ma anche diverso contenuto in frequenza

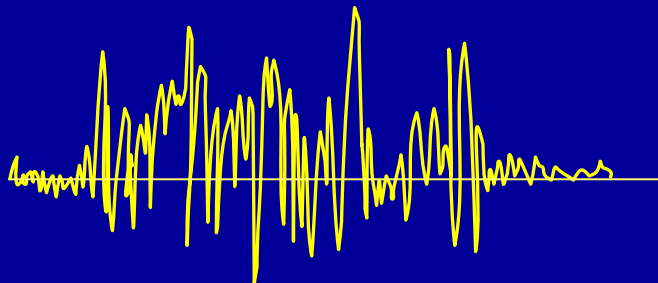
50% $T_r \cong 75$ anni



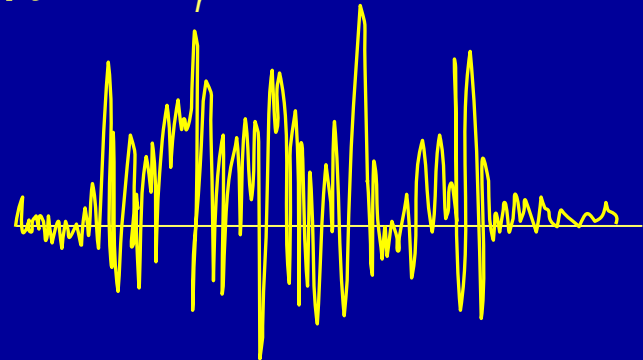
20% $T_r \cong 225$ anni



10% $T_r \cong 475$ anni



2% $T_r \cong 2475$ anni



Oggi, all'estero

Eurocodice 8

È la base da cui è stata tratta l'Ordinanza 3274-3431

Norme americane FEMA

Introducono il concetto di "Performance based design"

		prestazione richiesta			
		piena operatività	occupazione immediata	salvaguardia vite umane	prevenzione del collasso
Terremoto: probabilità di superamento in 50 anni	50%	a	b	c	d
	20%	e	f	g	h
	10%	i	j	k	l
	2%	m	n	o	p

Equivale, per la norma italiana

Sopportare un'azione sismica avente periodo di ritorno molto elevato senza subire fenomeni di collasso sia a livello locale che globale, pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali e non strutturali.

Conservare dopo il sisma una residua resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

		prestazione richiesta			
		piena operatività	occupazione immediata	salvaguardia vite umane	prevenzione del collasso
Terremoto: probabilità di superamento in 50 anni	50%	a	b	c	d
	20%	e	f	g	h
	10%	i	j	k	l
	2%	m	n	o	p



Equivale, per la norma italiana

Sopportare un'azione sismica avente basso periodo di ritorno senza subire danni gravi agli elementi strutturali e non strutturali, nonché alle apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio. Il danno può essere tollerato fintantoché non costituisca una limitazione nell'utilizzo del manufatto e comporti bassi costi di riparazione.

		prestazione richiesta			
		piena operatività	occupazione immediata	salvaguardia vite umane	prevenzione del collasso
Terremoto: probabilità di superamento in 50 anni	50%	a	b	c	d
	20%	e	f	g	h
	10%	i	j	k	l
	2%	m	n	o	p

SLD

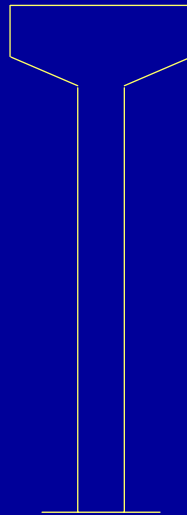
Comportamento dinamico di schemi a un grado di libertà

Struttura a un grado di libertà

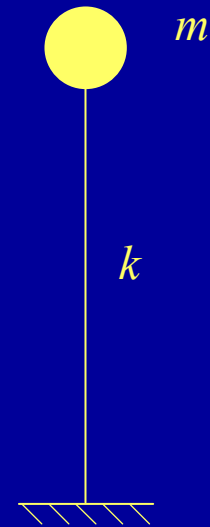
Serbatoio pensile



Foto



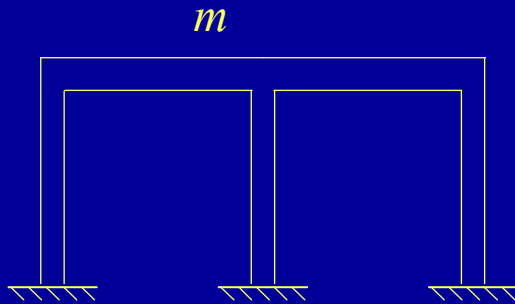
Disegno
schematico



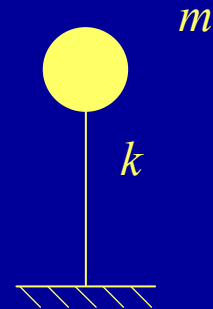
Modello
di calcolo

Struttura a un grado di libertà

Telaio monopiano



Disegno
schematico



Modello di
calcolo

Comportamento elastico

Oscillazioni libere

Esempio: altalena



Spostando il sedile dell'altalena e poi lasciandolo libero, esso oscilla con un periodo T ben preciso

Oscillazioni libere

Esempio: altalena



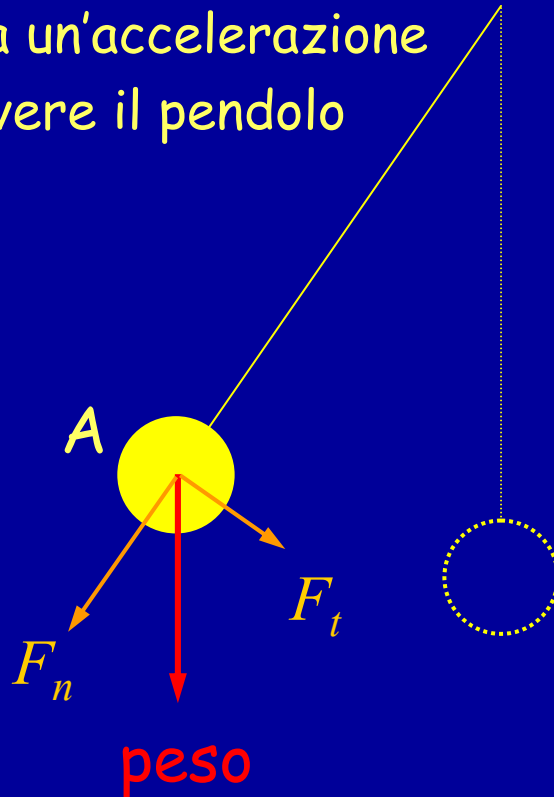
Spostando il sedile dell'altalena e poi lasciandolo libero, esso oscilla con un periodo T ben preciso

Oscillazioni libere pendolo (esempio: altalena)

A) Il peso è scomposto nelle forze

F_n assorbita dall'asta del pendolo

F_t che provoca un'accelerazione
che fa muovere il pendolo



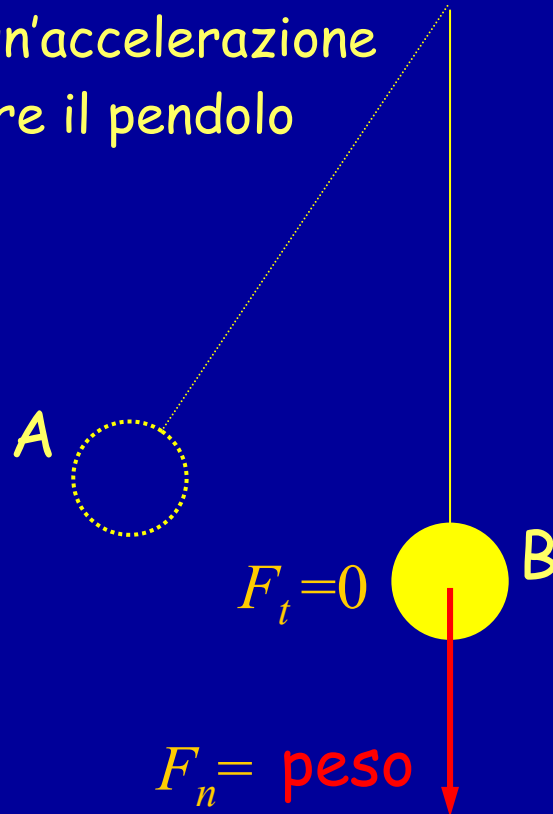
Oscillazioni libere

pendolo (esempio: altalena)

A) Il peso è scomposto nelle forze

F_n assorbita dall'asta del pendolo

F_t che provoca un'accelerazione
che fa muovere il pendolo

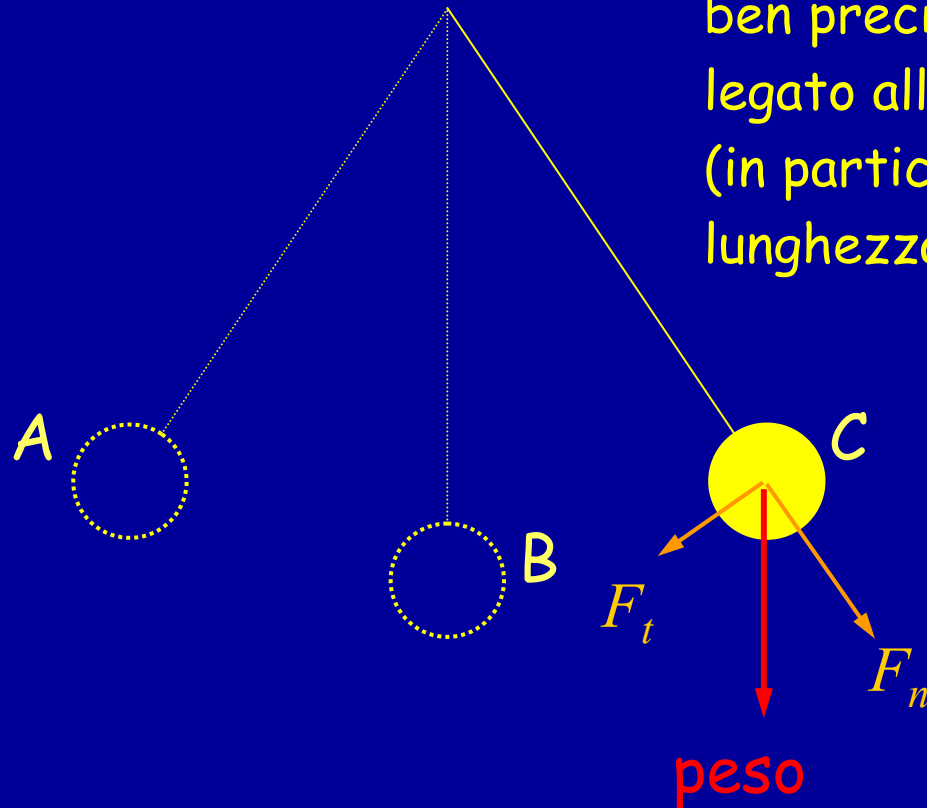


B) In questa posizione la
velocità è massima
(quando inizia a
risalire rallenta) ma
l'accelerazione è nulla
perché $F_t = 0$

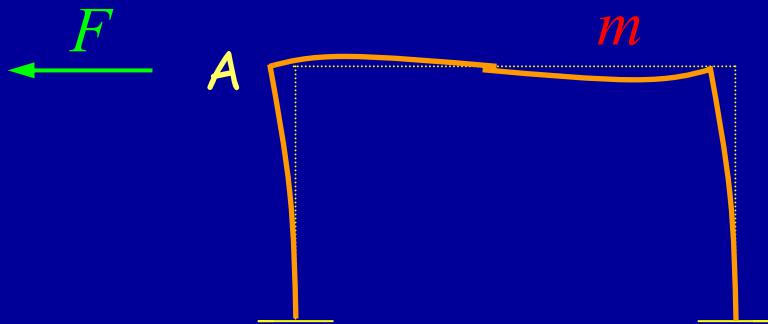
Oscillazioni libere

pendolo (esempio: altalena)

Il pendolo oscilla con
un periodo T
ben preciso,
legato alla geometria
(in particolare, alla
lunghezza dell'asta)



Oscillazioni libere telaio monopiano

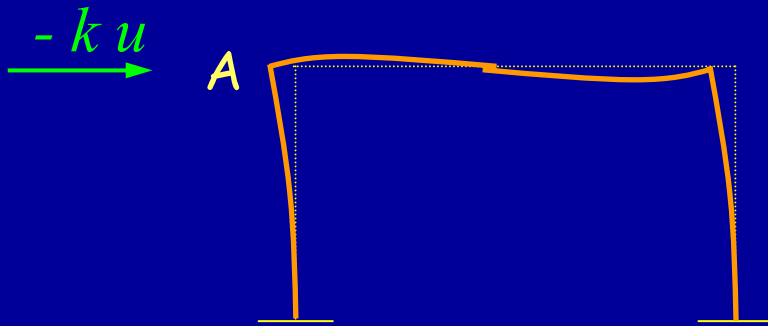


A) Per deformare il telaio in questa posizione occorre applicare una forza F , uguale ed opposta alla forza elastica che tende a riportare il telaio alla posizione indeformata (forza di richiamo elastico).

Equilibrio statico

$$F = k u$$

Oscillazioni libere telaio monopiano



Quando si lascia libero il telaio, agisce solo la forza di richiamo elastico, che provoca un'accelerazione.

Equilibrio dinamico

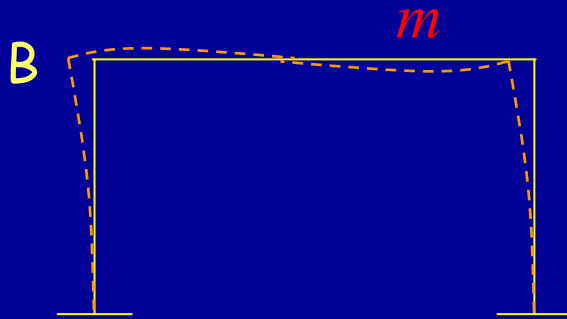
$$-k u = m a$$

$$m \ddot{u} + k u = 0$$

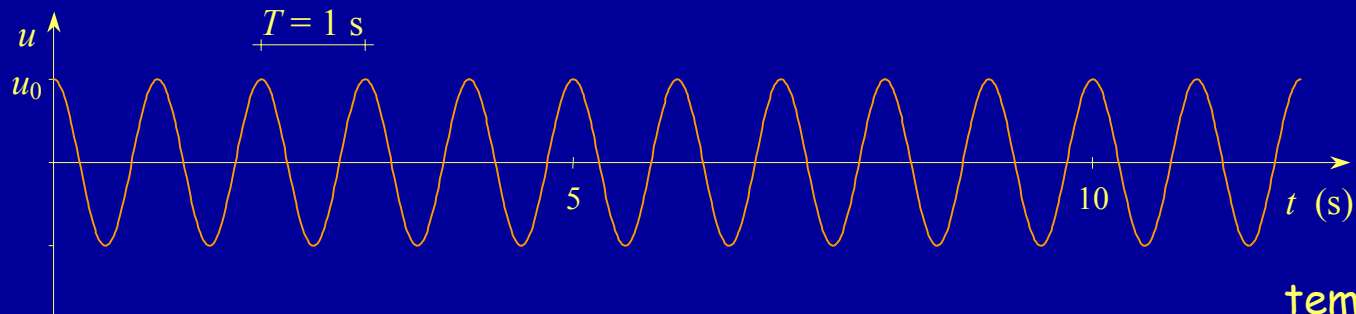
Oscillazioni libere

telaio monopiano

B) Tornato nella posizione indeformata, la velocità è massima e l'accelerazione nulla (come la forza di richiamo elastico).



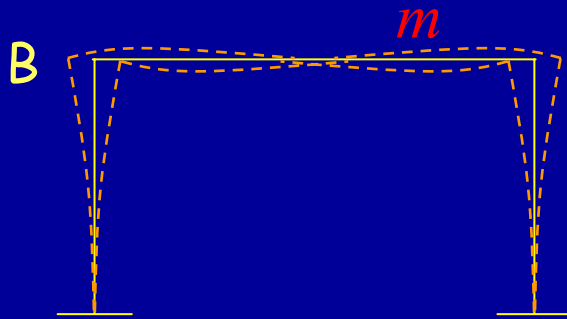
spostamento



Oscillazioni libere

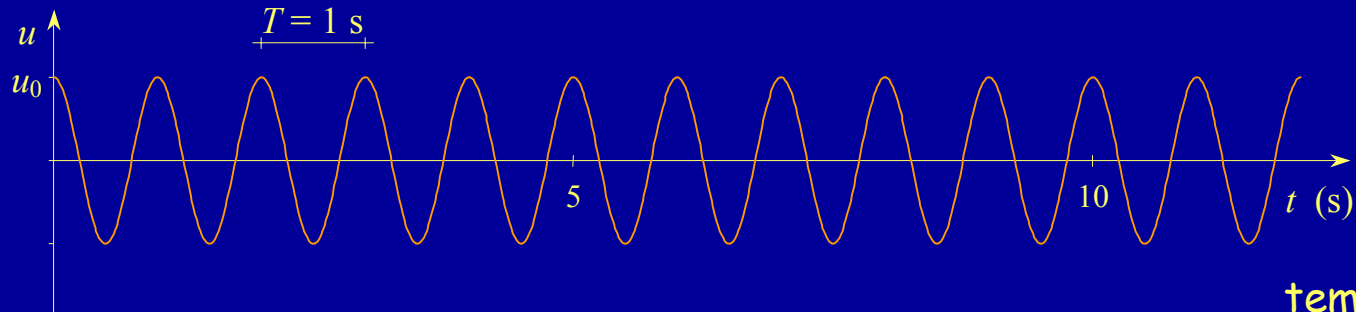
telaio monopiano

Il telaio oscilla con un periodo ben preciso, legato alla massa ed anche alla rigidità del telaio



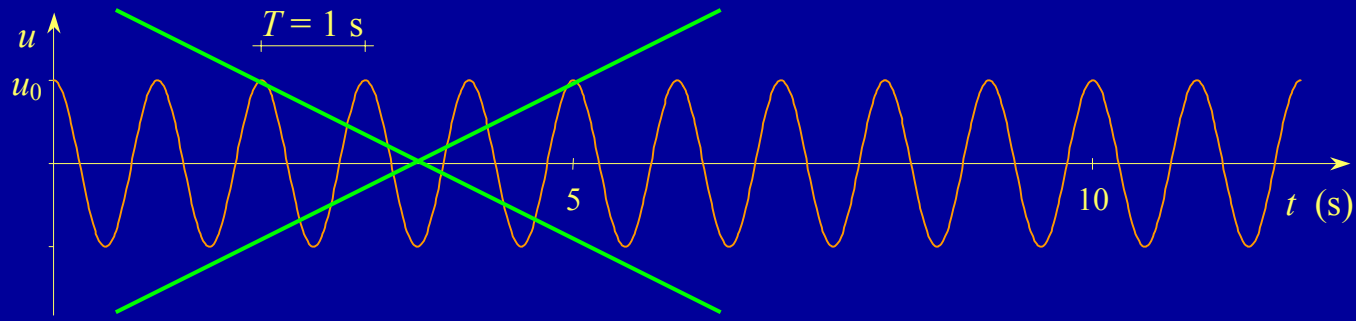
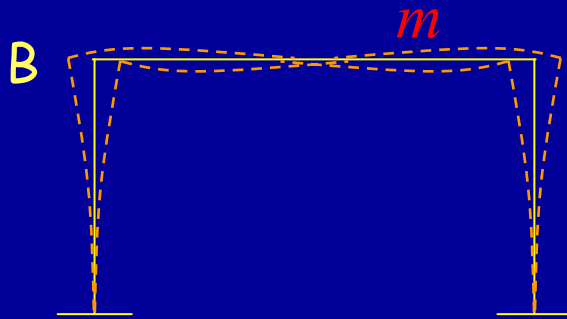
$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

spostamento

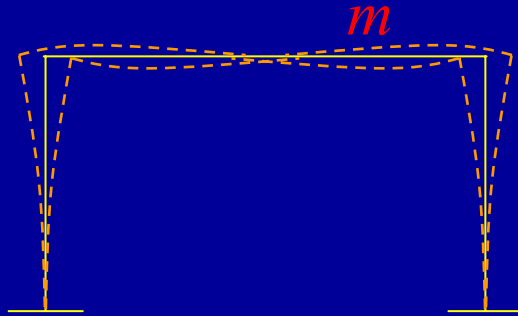


Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano

In realtà il moto non
continua così, a causa
della dissipazione di
energia (smorzamento)



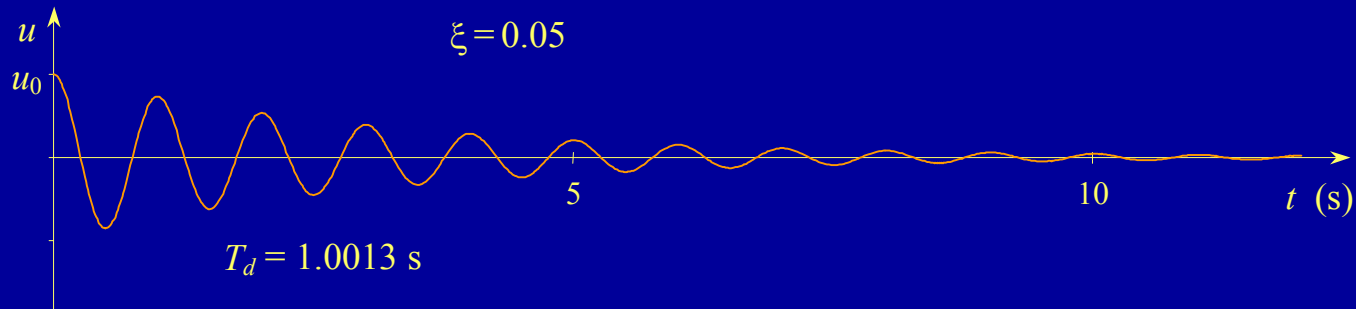
Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano



Equazione del moto:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = 0$$

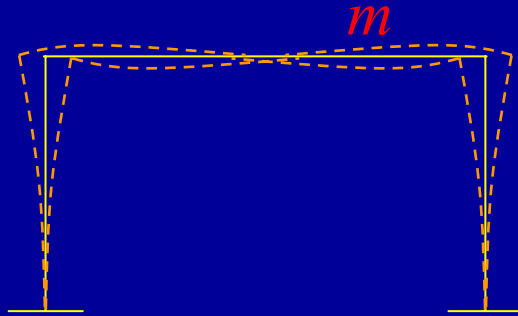
Lo smorzamento è
legato alla variazione di
spostamento (velocità)



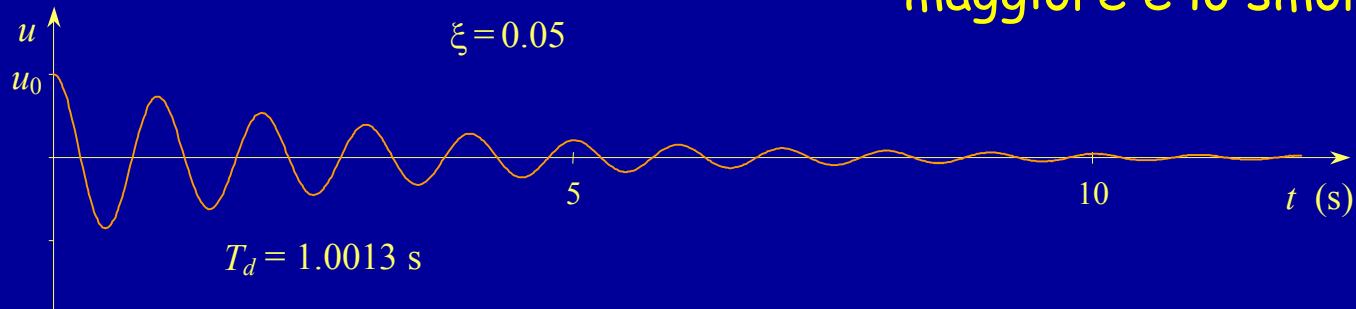
Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano

Equazione del moto:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = 0$$



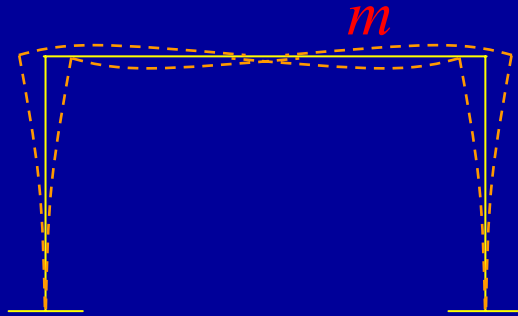
L'ampiezza del moto si
riduce tanto più
rapidamente quanto
maggiore è lo smorzamento



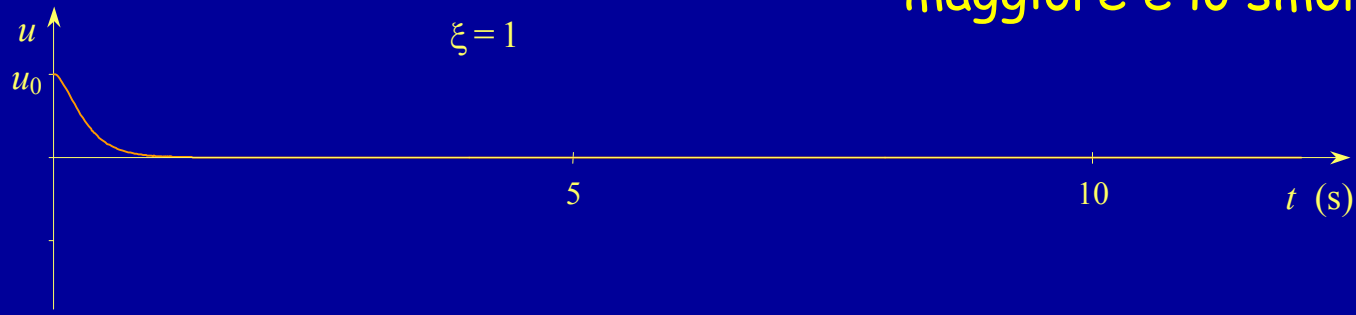
Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano

Equazione del moto:

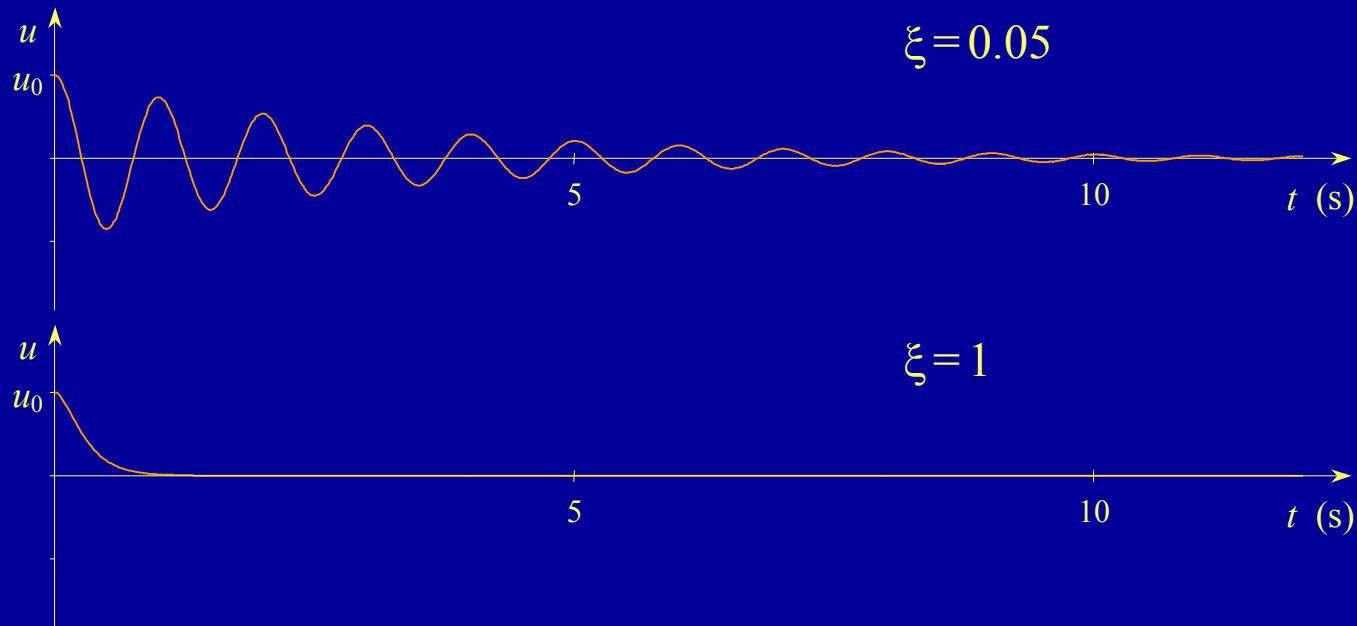
$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = 0$$



L'ampiezza del moto si
riduce tanto più
rapidamente quanto
maggiore è lo smorzamento



Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano



Si indica col termine "smorzamento critico" quel valore per il quale il sistema raggiunge lo stato di quiete senza oscillare

Lo smorzamento viene di solito indicato come percentuale ξ dello smorzamento critico

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{k m}}$$

Smorzamento - negli edifici

Dipende da:

- Elementi non strutturali (tramezzi, tompagni) molto
- Non linearità del materiale di meno

Edifici in cemento armato, con tramezzi in muratura:

- Si può assumere un valore di smorzamento percentuale $\xi = 0.05$

Edifici in acciaio, con tramezzatura leggera:

- È consigliabile usare un valore minore di $\xi = 0.05$

Edifici isolati alla base, con isolatori in gomma:

- Si può usare un valore maggiore di $\xi = 0.05$

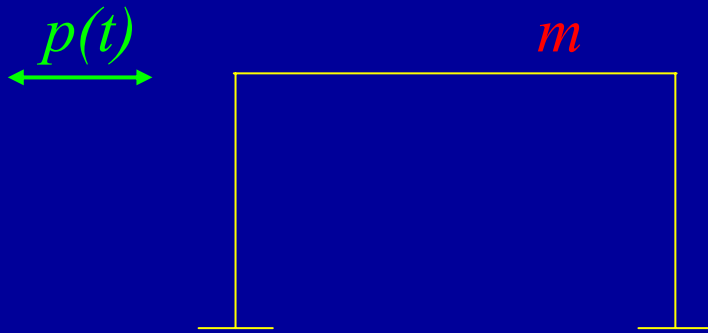
Oscillazioni forzate

Esempio: altalena



Dando (in maniera periodica) una piccola spinta al sedile dell'altalena, le oscillazioni si amplificano sempre di più

Oscillazioni forzate telaio monopiano

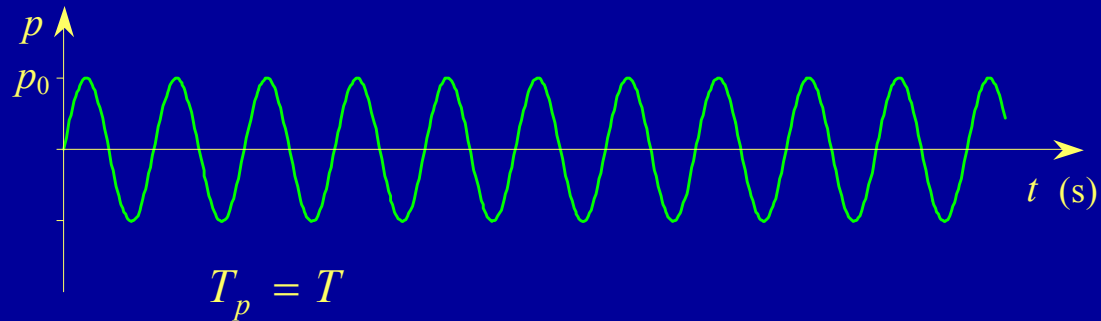
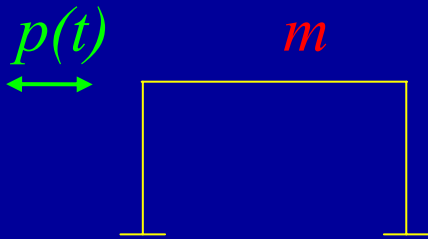


Equazione del moto:

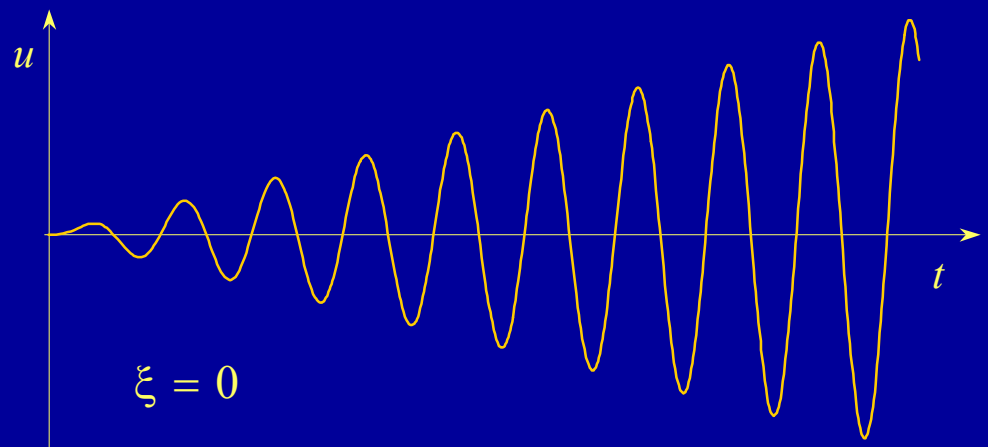
$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = p(t)$$

Nell'equazione del moto
compare un nuovo termine
(l'azione forzante)

Oscillazioni forzate telaio monopiano

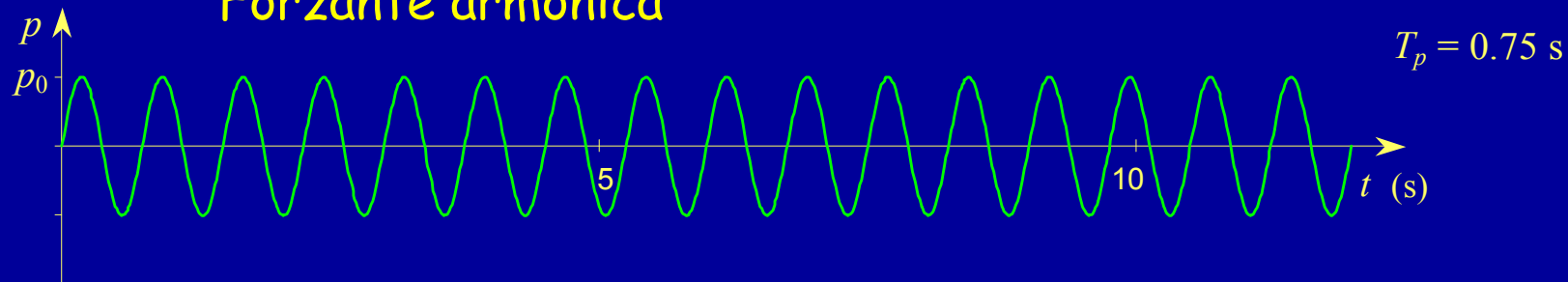


Se il periodo della
forzante coincide con
quello del sistema,
in assenza di
smorzamento
il moto si amplifica
sempre più

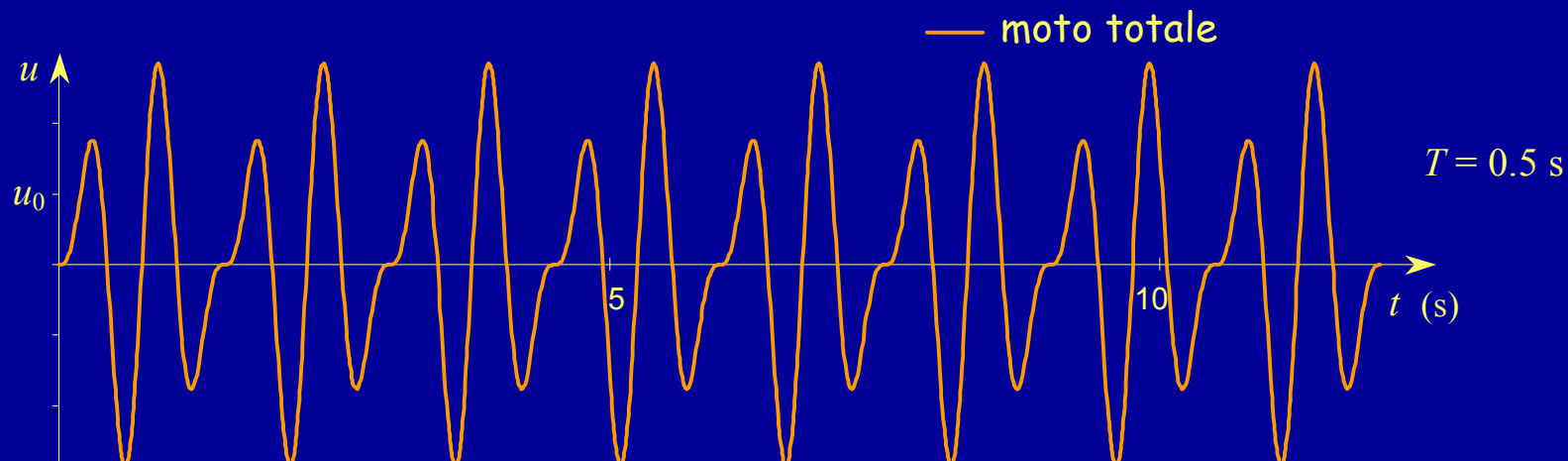


risonanza

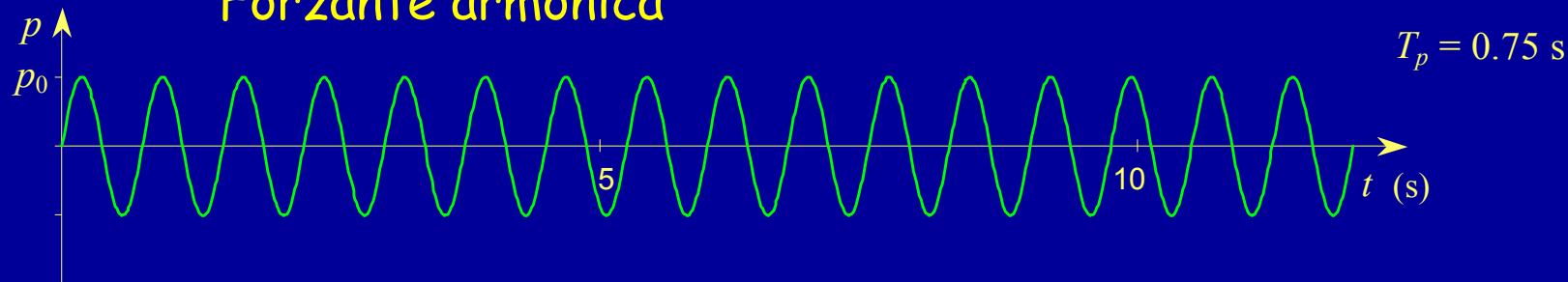
Forzante armonica



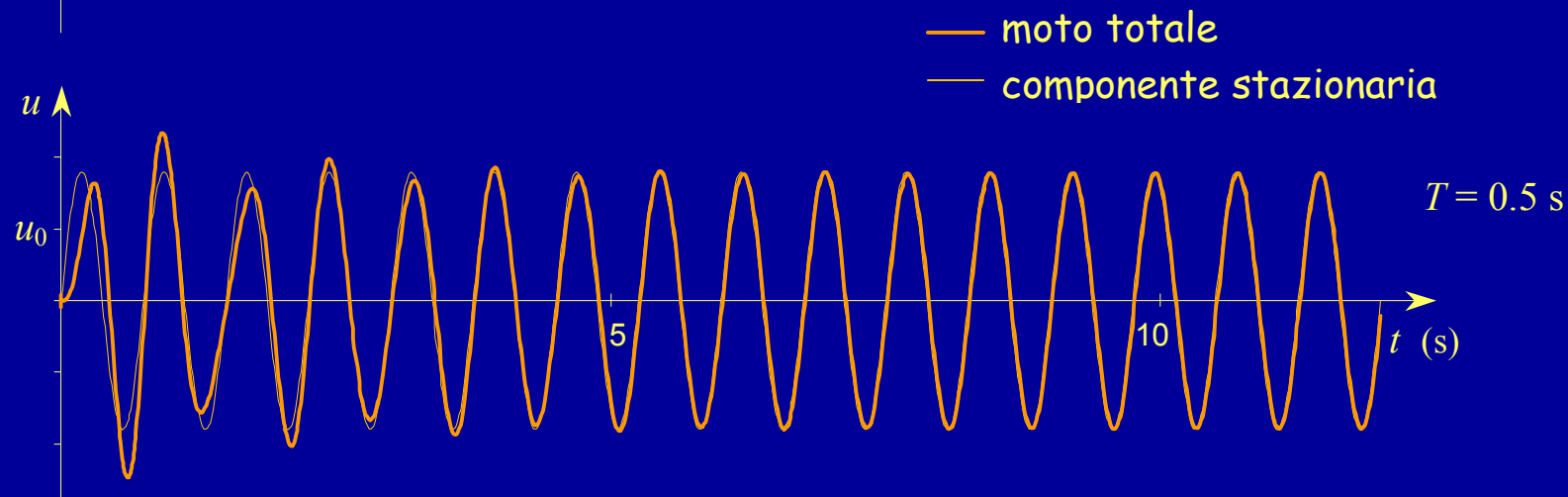
Risposta, senza smorzamento



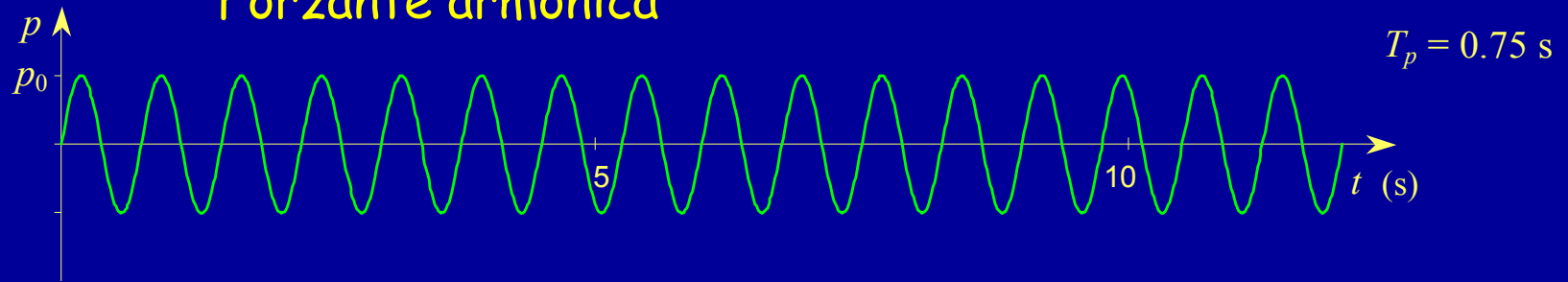
Forzante armonica



Risposta, con smorzamento $\xi = 5\%$



Forzante armonica

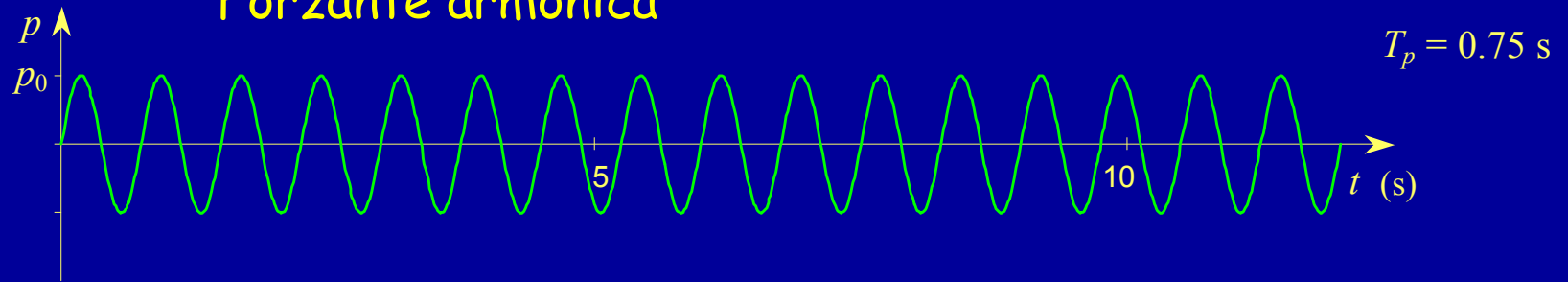


Risposta, con smorzamento $\xi = 5\%$

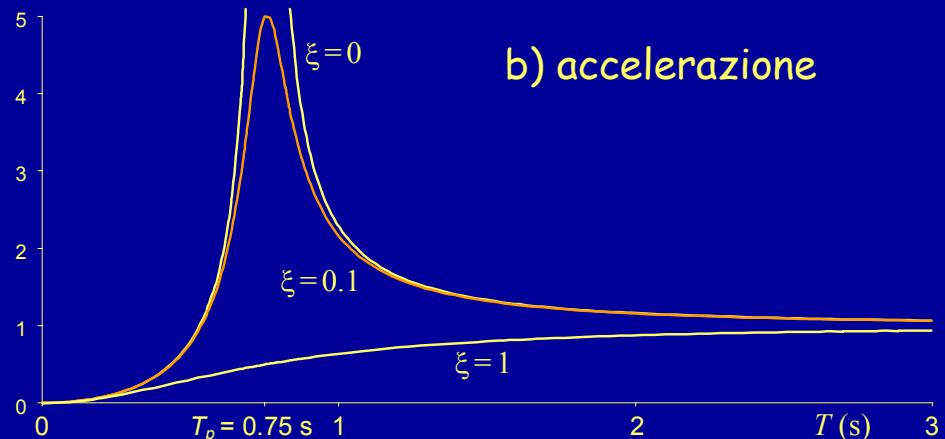
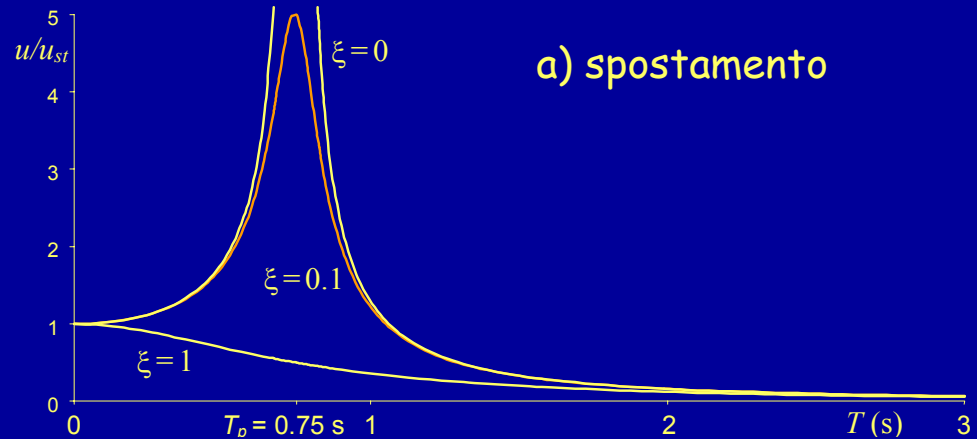


Il moto è somma di una componente armonica che ha lo stesso periodo della forzante ed ampiezza costante (componente stazionaria) e di una componente che ha lo stesso periodo del sistema ma ampiezza che si riduce man mano (componente transitoria)

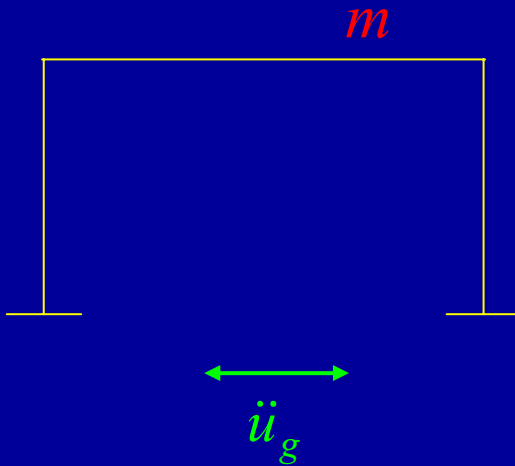
Forzante armonica



Il moto viene amplificato o ridotto, in funzione del periodo proprio e dello smorzamento del sistema



Oscillazioni forzate (moto del terreno)



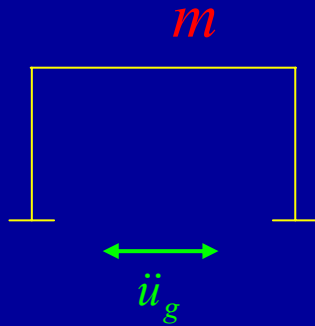
Equazione del moto:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m \ddot{u}_g$$

Cambia (formalmente)
il termine noto
nell'equazione del moto

Il problema è sostanzialmente
identico a quello del moto con
forzante applicata al traverso

Oscillazioni forzate (moto del terreno - armonico)



Si noti, in particolare,
l'andamento
dell'accelerazione
massima in funzione
del periodo proprio



Relazione tra i valori massimi di spostamento relativo e accelerazione assoluta

Equazione del moto:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m \ddot{u}_g$$

Quando lo spostamento relativo u
è massimo la sua derivata è nulla

$$u = u_{\max} \quad \Rightarrow \quad \dot{u} = 0$$

Si ha allora:

$$m \ddot{u} + k u_{\max} = -m \ddot{u}_g$$

$$k u_{\max} = -m (\ddot{u} + \ddot{u}_g)$$

$$|\ddot{u} + \ddot{u}_g| = \frac{k}{m} u_{\max} = \left(\frac{2 \pi}{T} \right)^2 u_{\max}$$

$$\text{perché} \quad T = 2 \pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Relazione tra i valori massimi di spostamento relativo e accelerazione assoluta

La quantità $\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 u$
viene detta pseudoaccelerazione

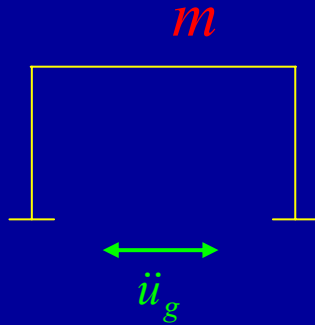
Essa coincide con l'accelerazione
assoluta quando lo smorzamento
è nullo

L'accelerazione assoluta massima e la pseudoaccelerazione massima
a rigore sono diverse, ma in sostanza sono praticamente coincidenti

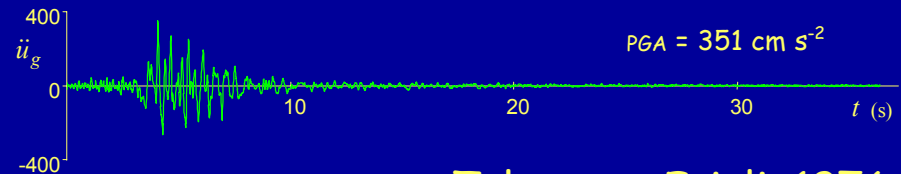
La relazione $|\ddot{u} + \ddot{u}_g| = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 u$

consente di passare dai valori massimi dello spostamento a quelli
massimi dell'accelerazione assoluta, e viceversa

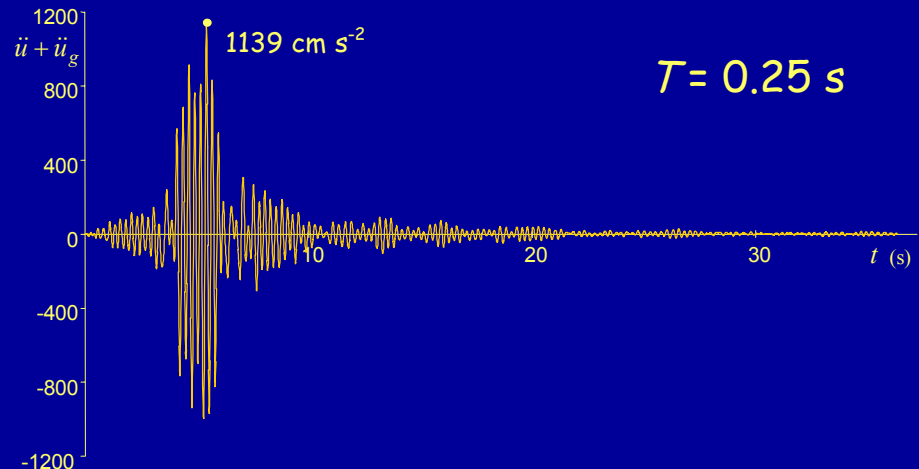
Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)



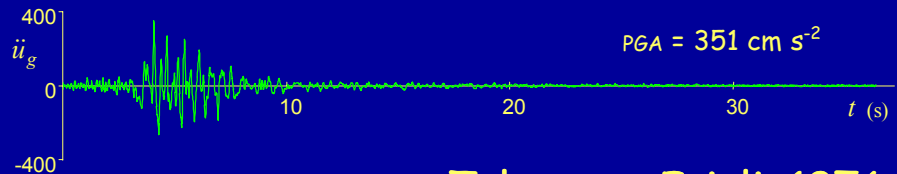
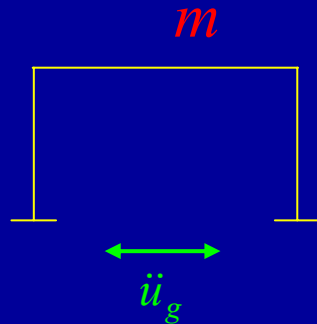
Concettualmente
analogo
(ma più complesso
numericamente)
è determinare
la risposta ad un
accelerogramma



Tolmezzo, Friuli, 1976

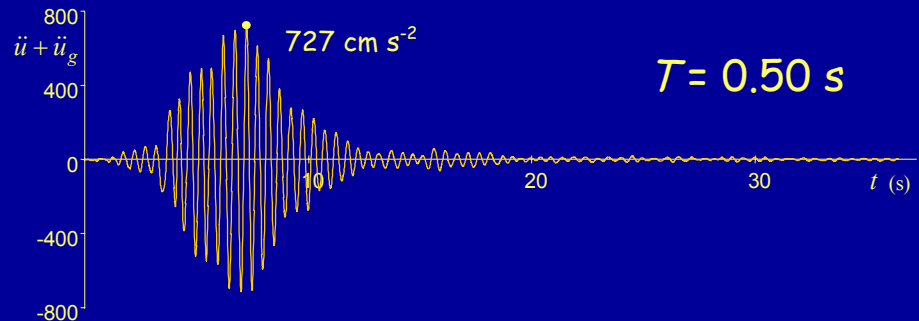


Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)



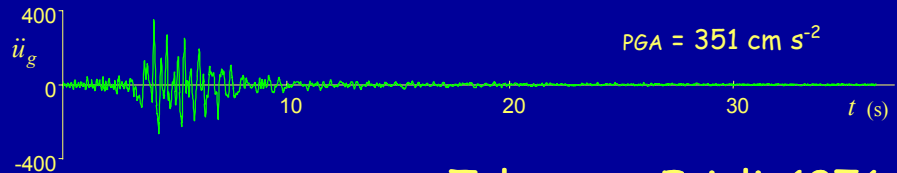
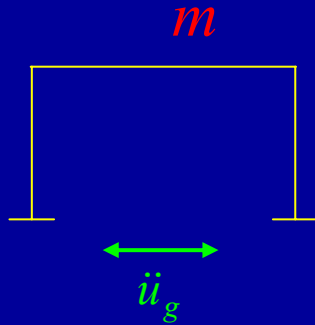
Tolmezzo, Friuli, 1976

Cambiando il periodo
dell'oscillatore,
cambia la risposta



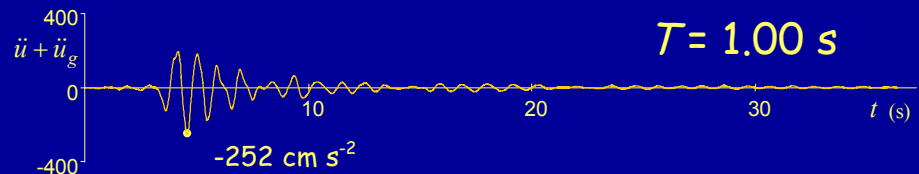
Oscillazioni forzate

(moto del terreno - accelerogramma)



Tolmezzo, Friuli, 1976

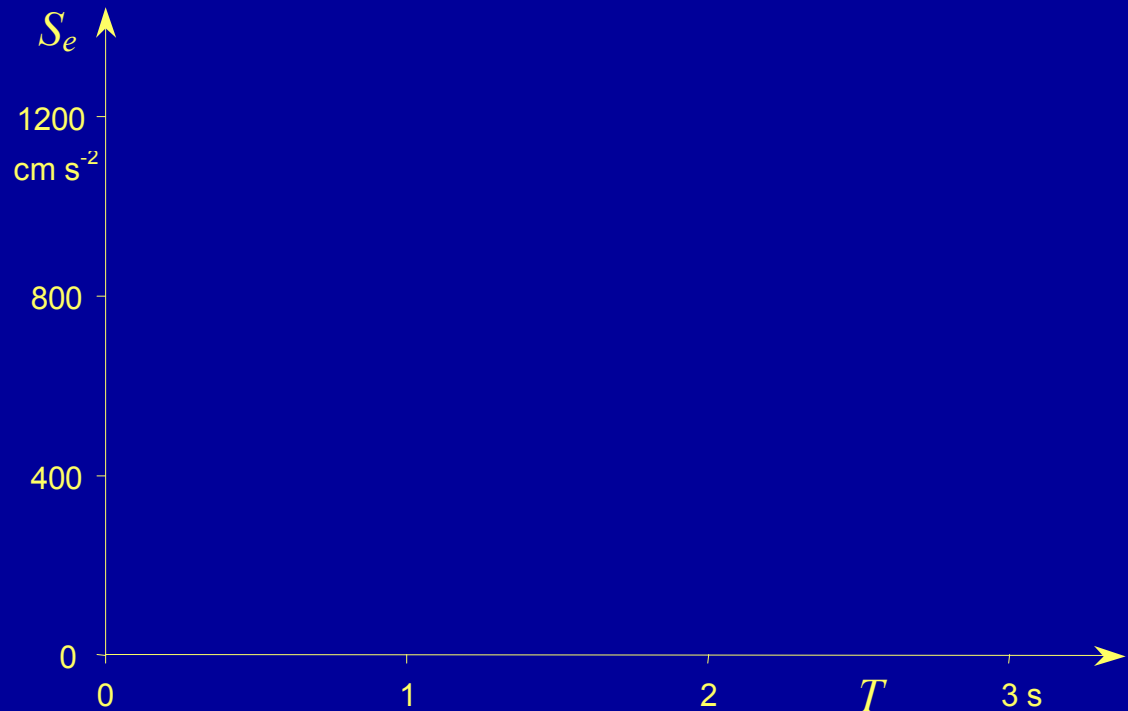
Cambiando il periodo
dell'oscillatore,
cambia la risposta



Oscillazioni forzate

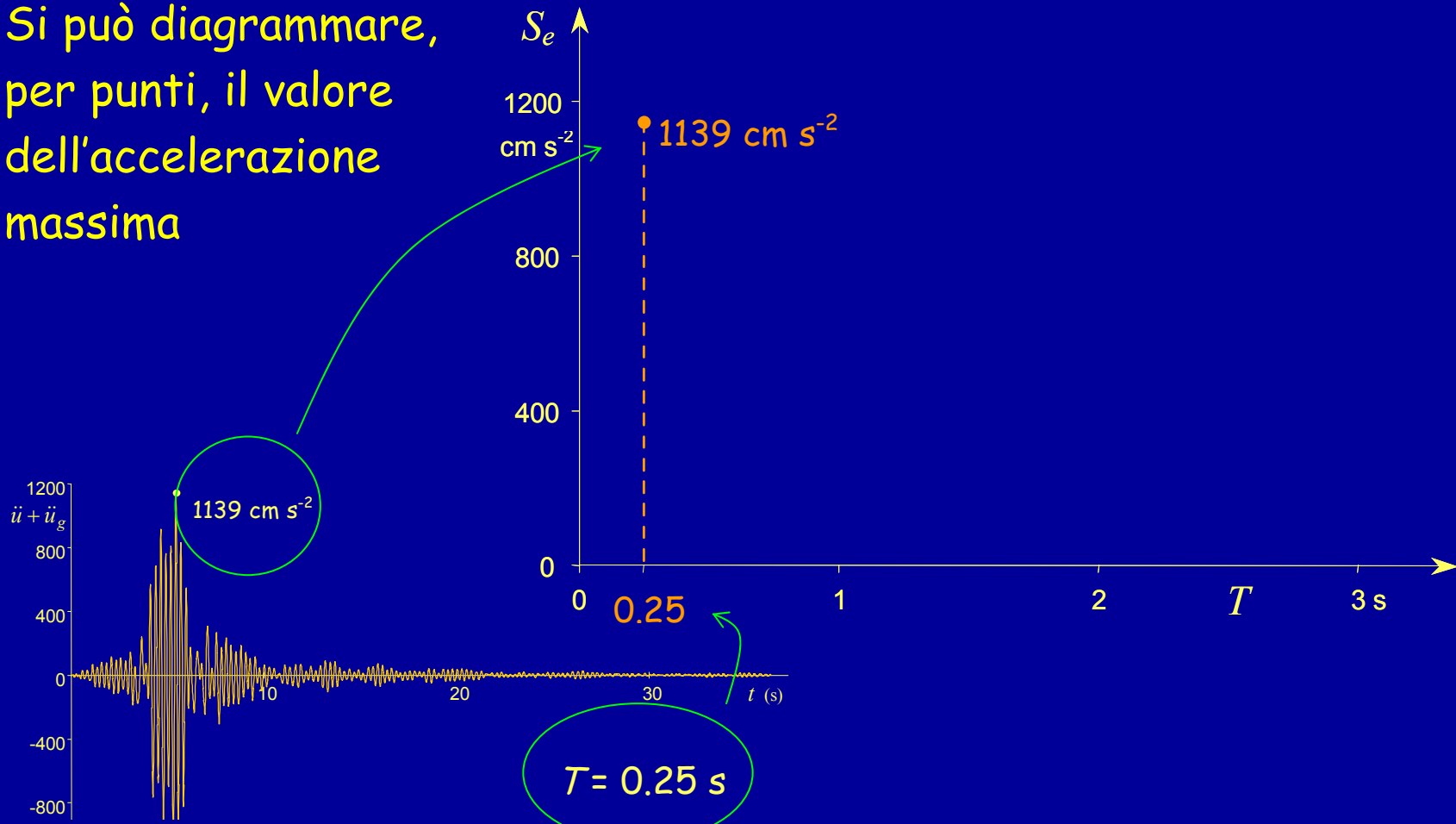
(moto del terreno - accelerogramma)

Si può diagrammare,
per punti, il valore
dell'accelerazione
massima



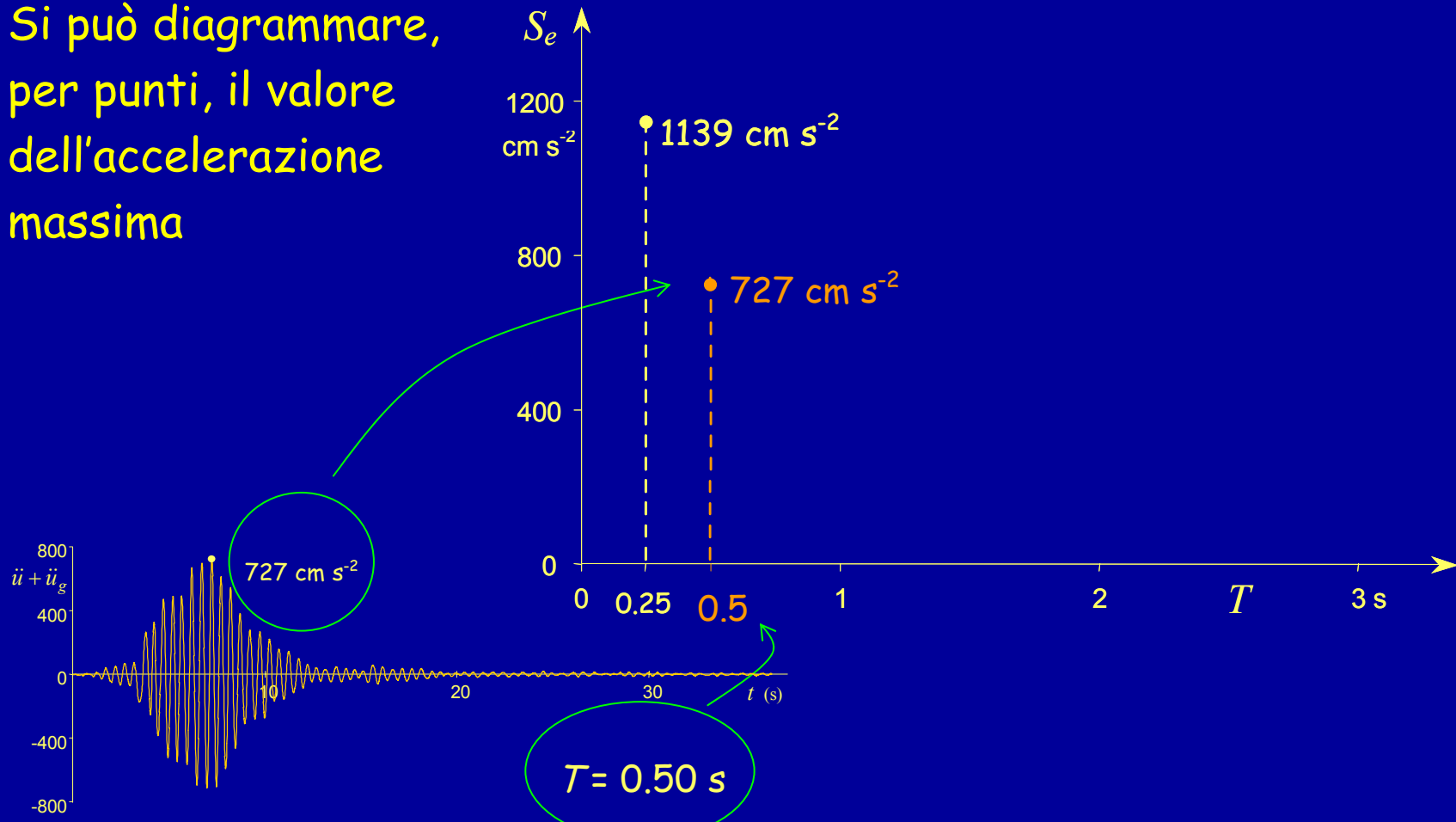
Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

Si può diagrammare,
per punti, il valore
dell'accelerazione
massima



Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

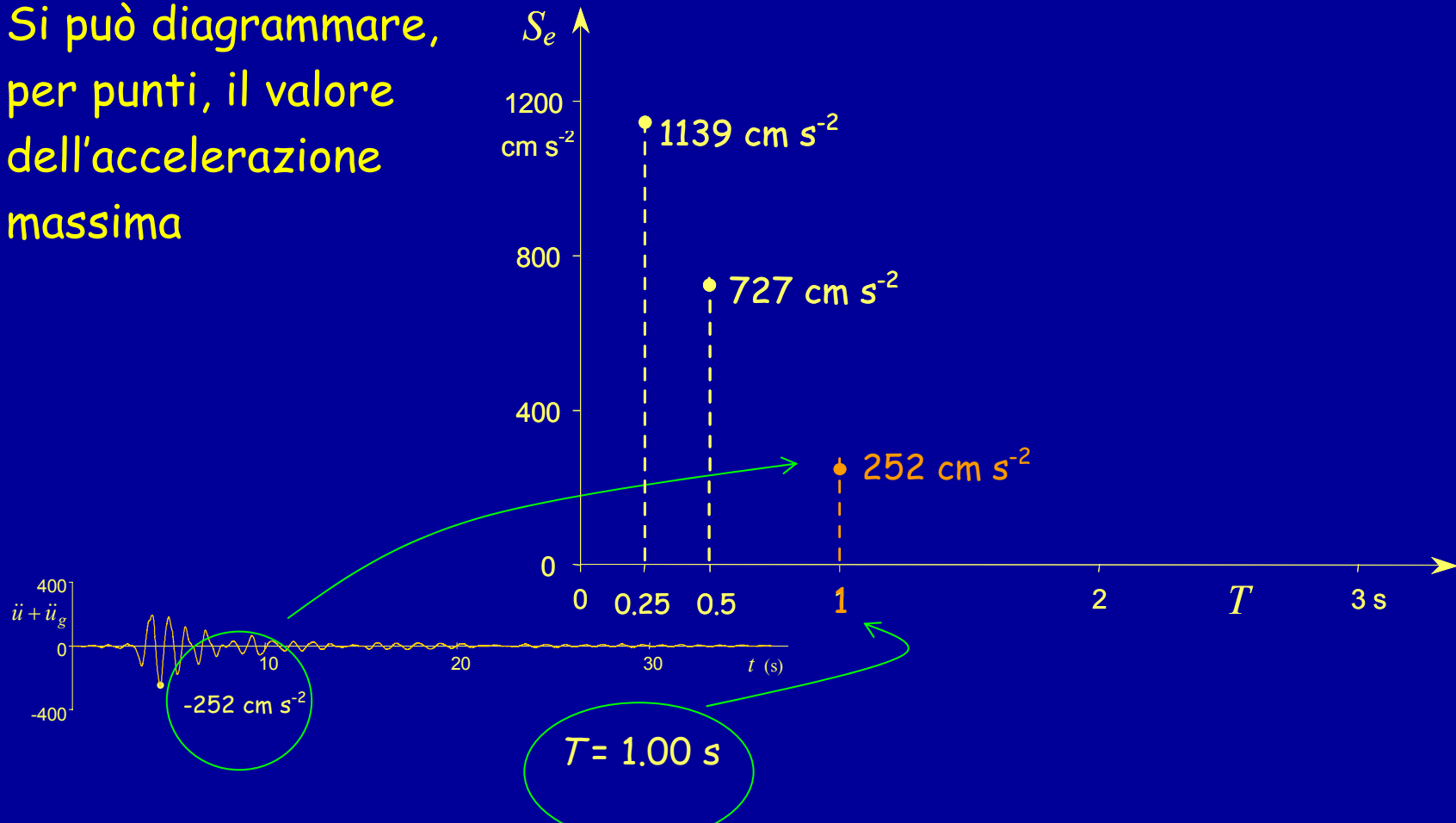
Si può diagrammare,
per punti, il valore
dell'accelerazione
massima



Oscillazioni forzate

(moto del terreno - accelerogramma)

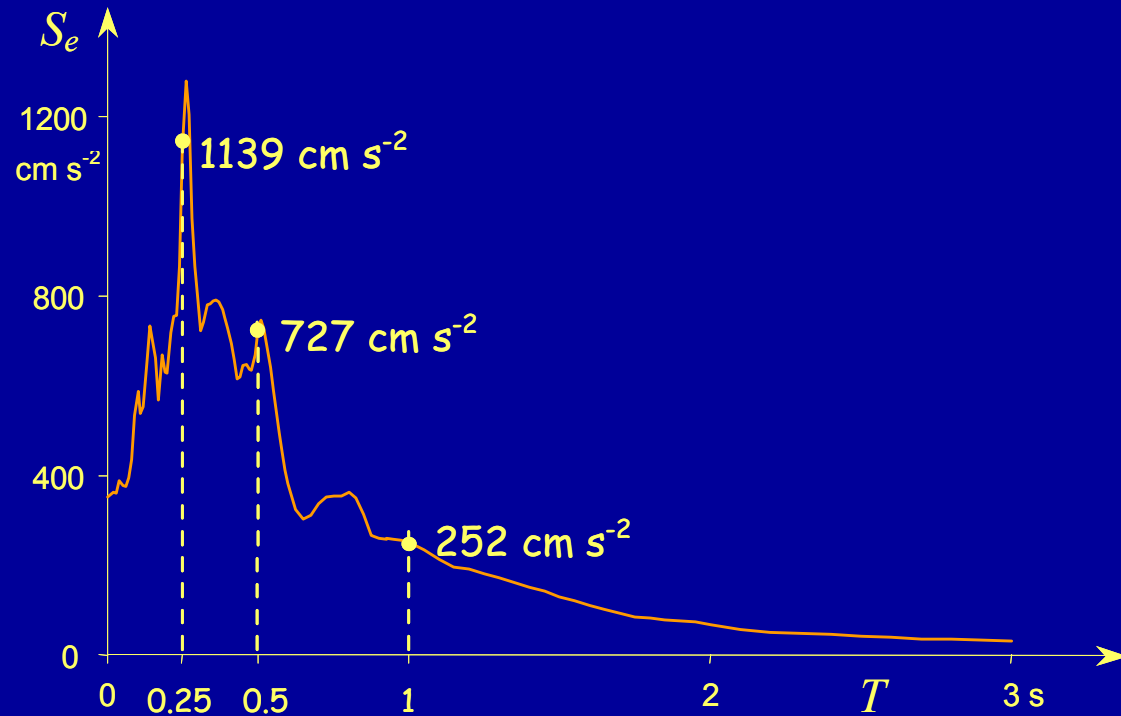
Si può diagrammare, per punti, il valore dell'accelerazione massima



Oscillazioni forzate

Spettro di risposta

Si può diagrammare, per punti, il valore dell'accelerazione massima

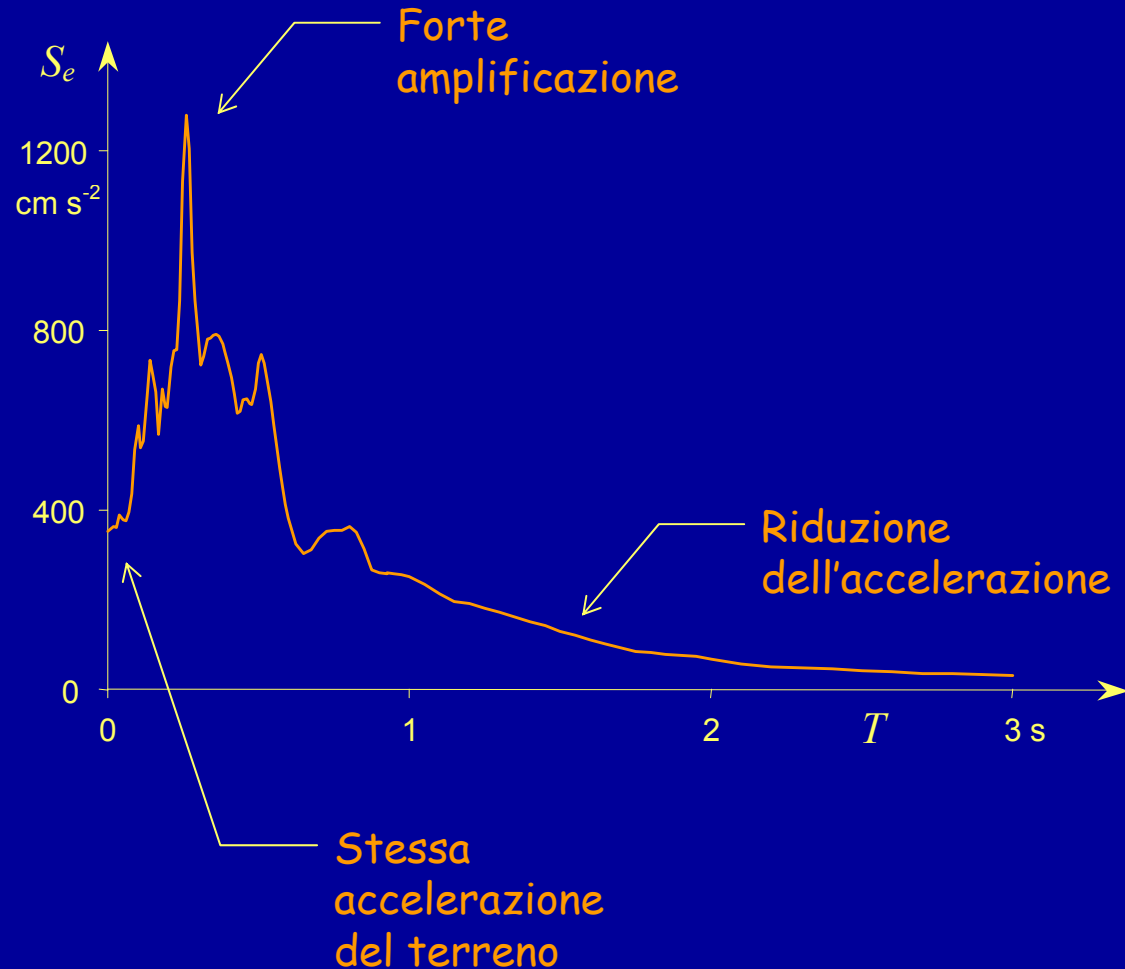


Il diagramma ottenuto unendo i vari punti viene detto "spettro di risposta" (in termini di accelerazione)

Oscillazioni forzate

Spettro di risposta (accelerazione)

L'andamento dell'accelerazione massima in funzione del periodo proprio è analogo a quanto visto per moto del terreno armonico



Oscillazioni forzate

Spettro di risposta (accelerazione)

Al variare dello smorzamento si ottengono diverse curve

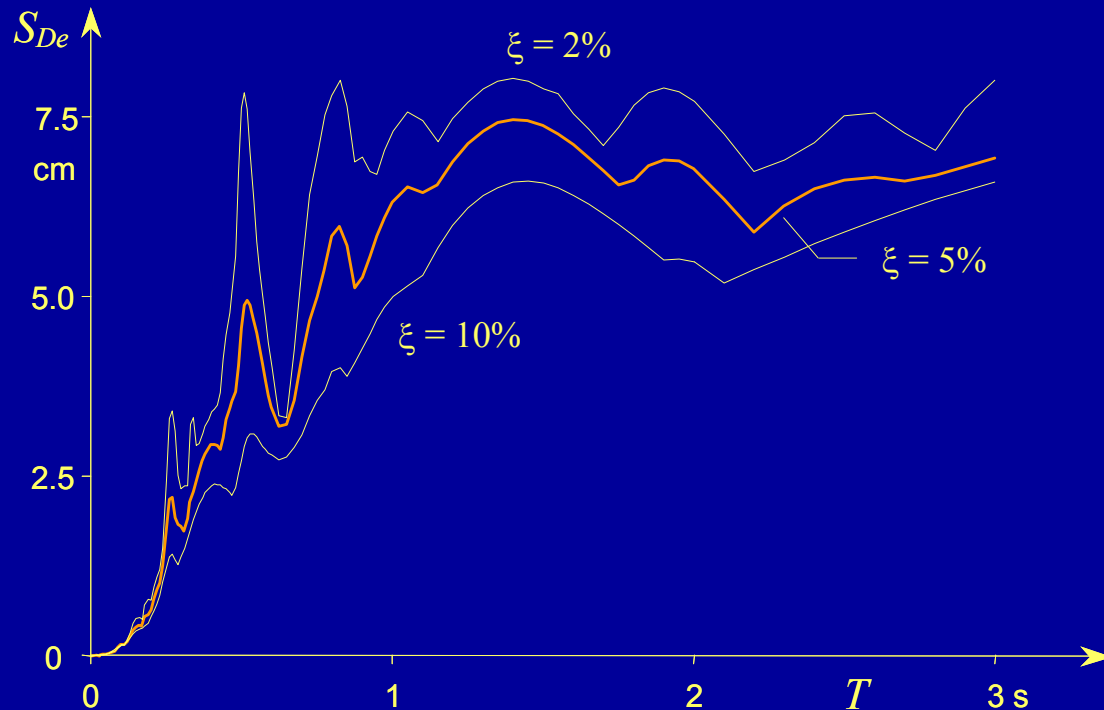


L'accelerazione massima nel sistema è maggiore quando lo smorzamento è minore

Oscillazioni forzate

Spettro di risposta (spostamento)

Allo stesso modo si può diagrammare lo spostamento relativo massimo in funzione del periodo



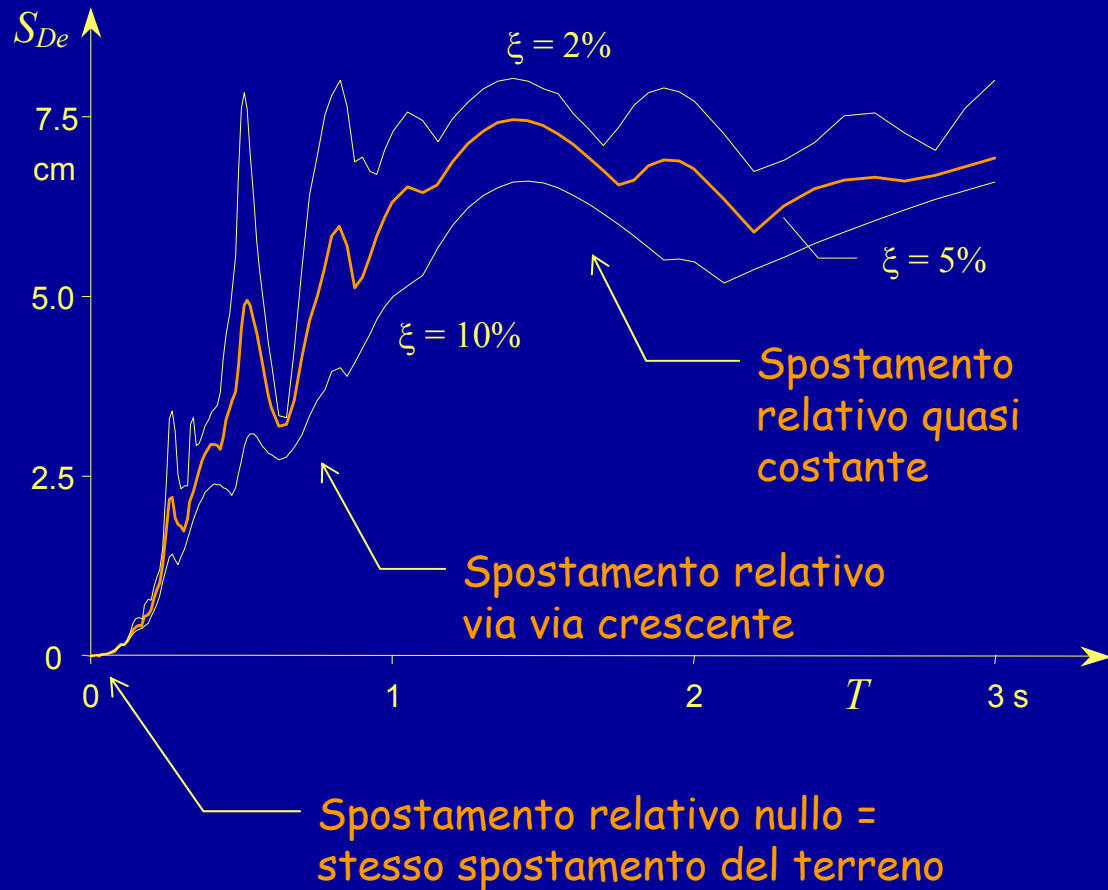
Il diagramma così ottenuto viene detto "spettro di risposta" (in termini di spostamento)

Oscillazioni forzate

Spettro di risposta (spostamento)

Si noti l'andamento dello spostamento relativo massima in funzione del periodo proprio

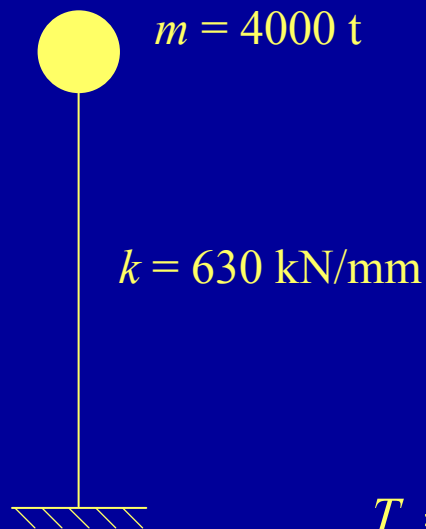
Lo spostamento massimo nel sistema è maggiore quando lo smorzamento è minore



A cosa servono gli spettri?



Foto



Modello
di calcolo

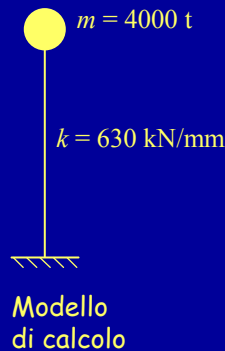
Conoscendo
massa e rigidezza
possiamo
determinare il
periodo proprio

$$\begin{aligned} T &= 2 \pi \sqrt{\frac{m}{k}} = \\ &= 2 \times 3.14 \times \sqrt{\frac{4000 \times 10^3}{630 \times 10^6}} = \\ &= 0.5 \text{ s} \end{aligned}$$

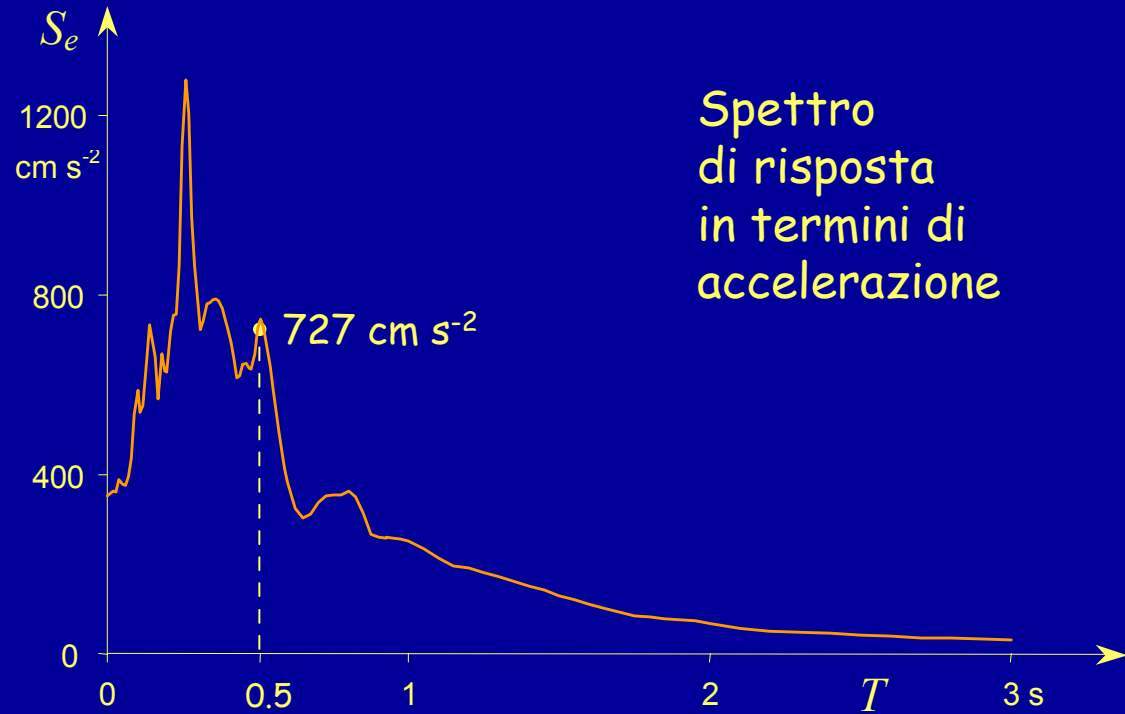
A cosa servono gli spettri?



Foto



$$T = 0.5 \text{ s}$$



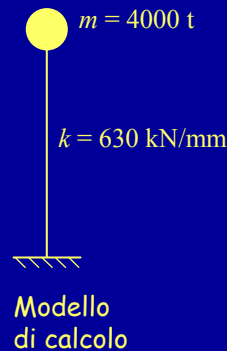
Spettro
di risposta
in termini di
accelerazione

Noto il periodo proprio, possiamo leggere
dallo spettro l'accelerazione assoluta massima $a_{\max} = 7.27 \text{ m s}^{-2} = 0.74 \text{ g}$

A cosa servono gli spettri?



Foto



$$T = 0.5 \text{ s}$$



Noto il periodo proprio, possiamo leggere
dallo spettro l'accelerazione assoluta massima
o lo spostamento relativo massimo

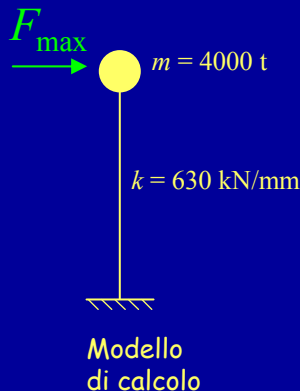
$$a_{\max} = 7.27 \text{ m s}^{-2} = 0.74 \text{ g}$$

$$u_{\max} = 4.58 \text{ cm}$$

A cosa servono gli spettri?



Foto



Ma dall'accelerazione
possiamo ricavare anche la
massima forza d'inerzia

$$F_{\max} = m a_{\max} = 4000 \times 7.27 = 2900 \text{ kN}$$

e quindi le massime
sollecitazioni nella struttura

$$T = 0.5 \text{ s}$$

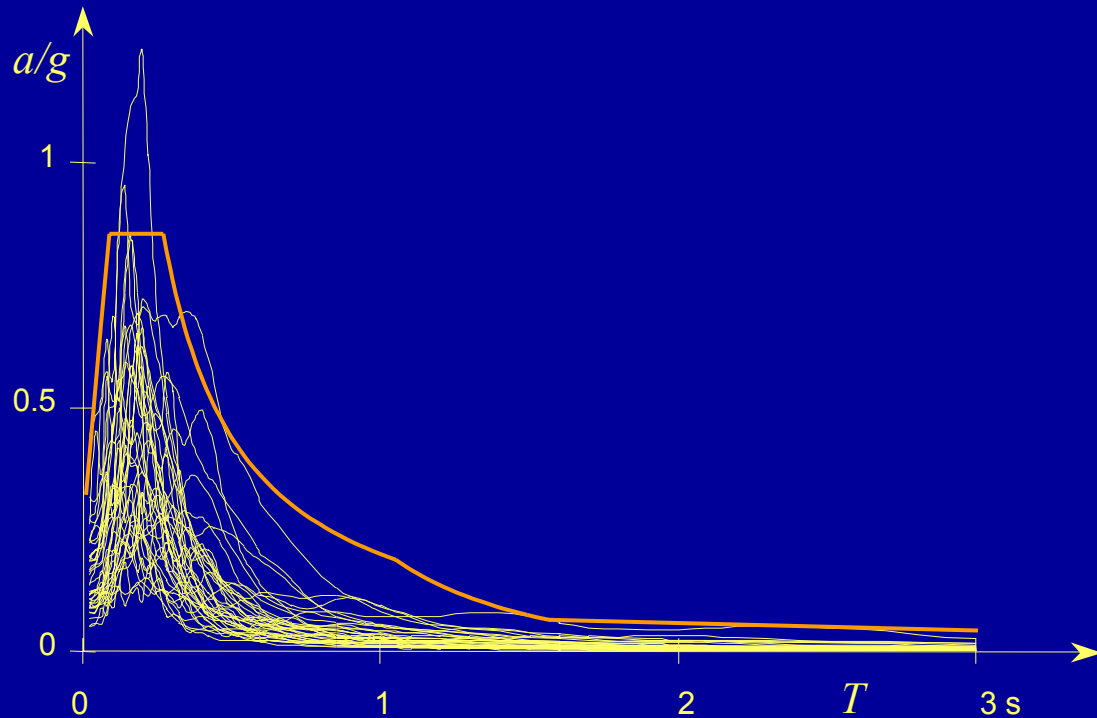
Noto il periodo proprio, possiamo leggere
dallo spettro l'accelerazione assoluta massima
o lo spostamento relativo massimo

$$a_{\max} = 7.27 \text{ m s}^{-2} = 0.74 g$$

$$u_{\max} = 4.58 \text{ cm}$$

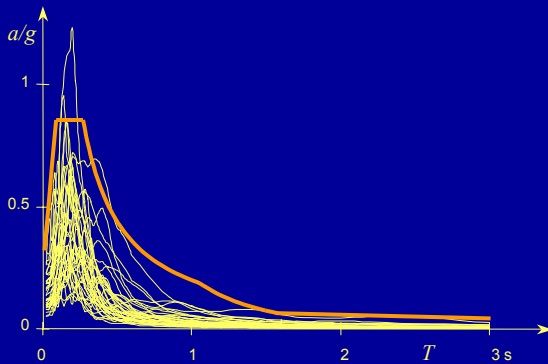
Spettri di risposta

L'analisi di oscillatori semplici può essere ripetuta per diversi accelerogrammi (con un assegnato smorzamento)

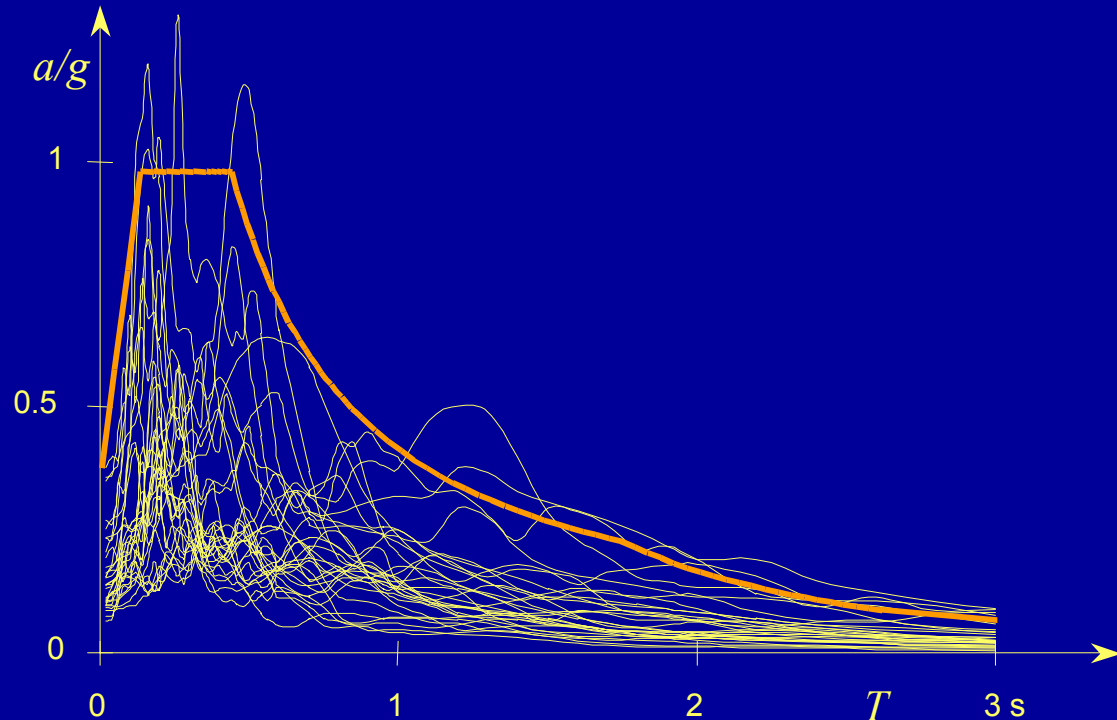


Si può quindi definire una curva che inviluppa tutti gli spettri di risposta, o che viene superata solo occasionalmente

Spettri di risposta

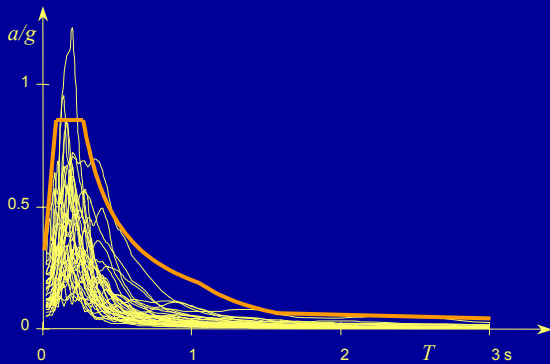


In zone differenti
e su terreni
differenti
si otterranno
risultati diversi

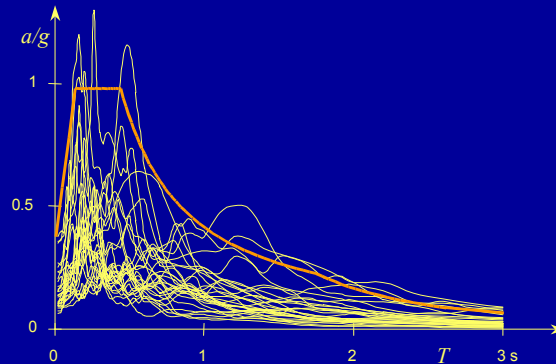


Si può quindi definire una curva che inviluppa tutti gli spettri di risposta, o che viene superata solo occasionalmente

Spettri di risposta



In zone differenti
e su terreni
differenti
si otterranno
risultati diversi



La normativa fornisce quindi spettri di
risposta differenziati in funzione delle
caratteristiche del suolo e della zona in
cui è ubicata la struttura

Al di là del limite elastico:
sistemi a un grado di libertà

È possibile progettare le strutture
in modo che rimangano in campo elastico?

L'accelerazione massima del suolo, per terremoti
con elevato periodo di ritorno, è molto forte (0.35 g
in zone ad alta sismicità)

Per strutture con periodo medio-bassi si ha una
notevole amplificazione dell'accelerazione, rispetto
a quella del suolo (circa 2.5 volte)

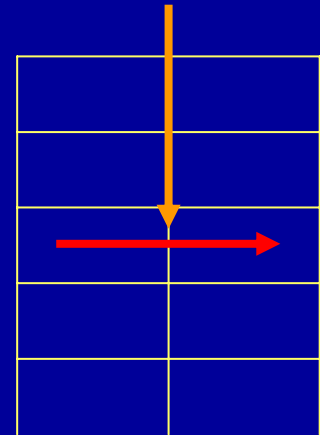
Le azioni inerziali (forze orizzontali indotte dal
sisma) possono essere comparabili con le azioni
verticali

È possibile progettare le strutture
in modo che rimangano in campo elastico?

Azioni orizzontali comparabili
con le azioni verticali

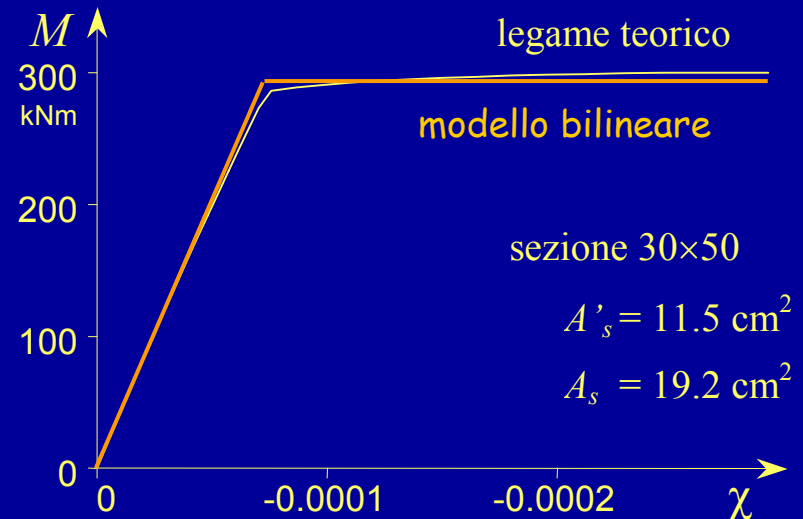
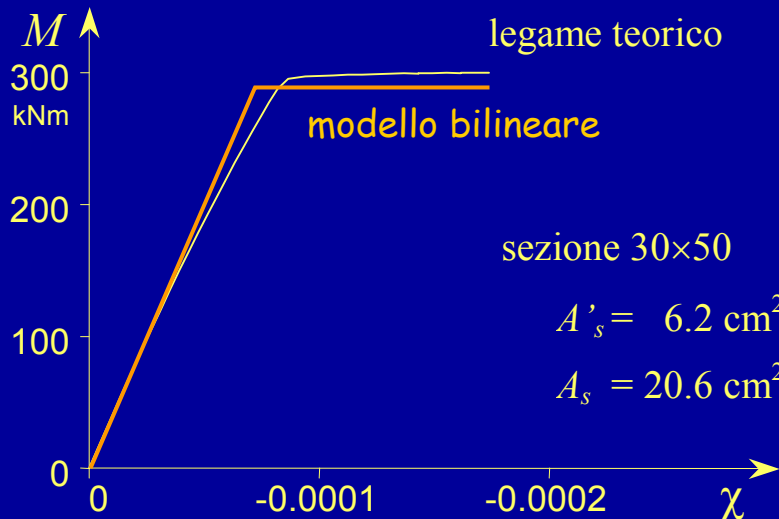
Le sollecitazioni provocate
dalle azioni orizzontali sono
molto forti

Non è economicamente conveniente progettare la
struttura in modo che rimanga in campo elastico



Comportamento oltre il limite elastico

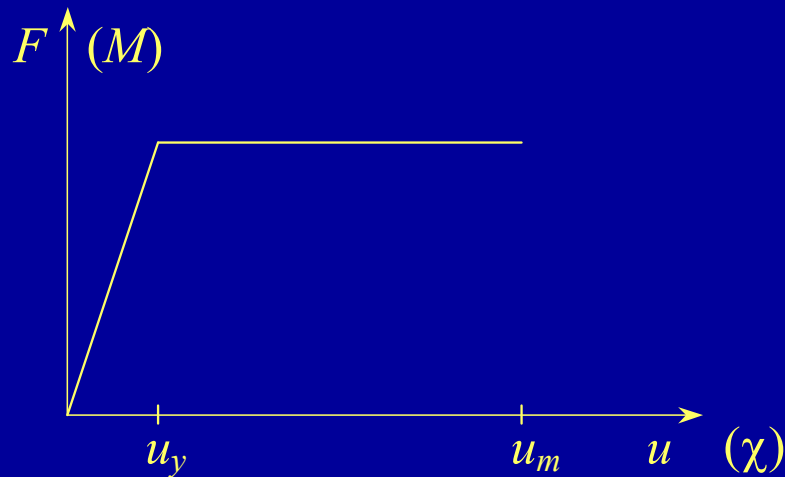
Occorre tener conto del comportamento non lineare delle singole sezioni



Il comportamento reale viene in genere rappresentato con un modello più semplice, bilineare (elastico-perfettamente plastico)

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico

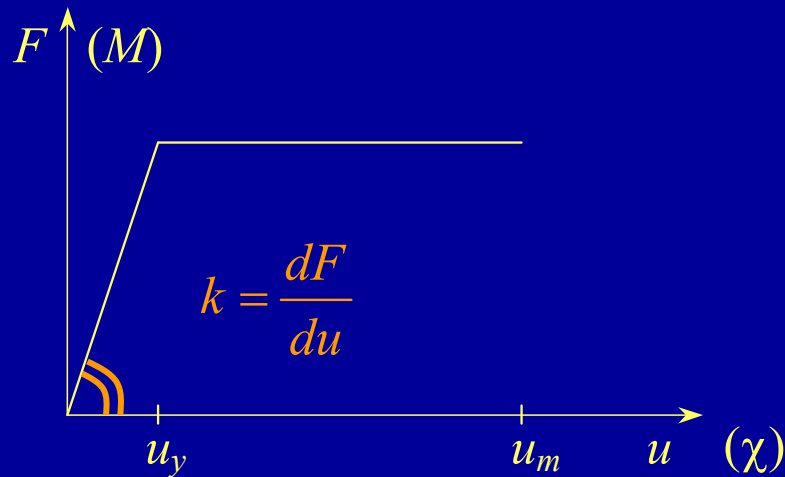


È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



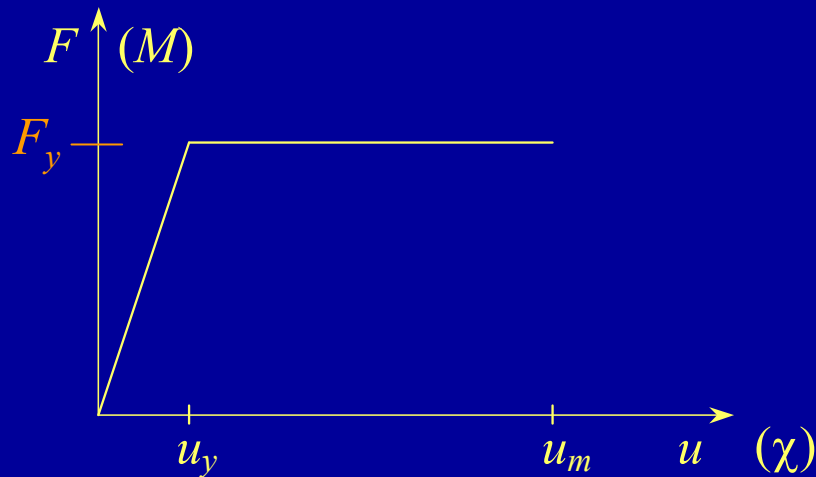
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Rigidezza = inclinazione del diagramma

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



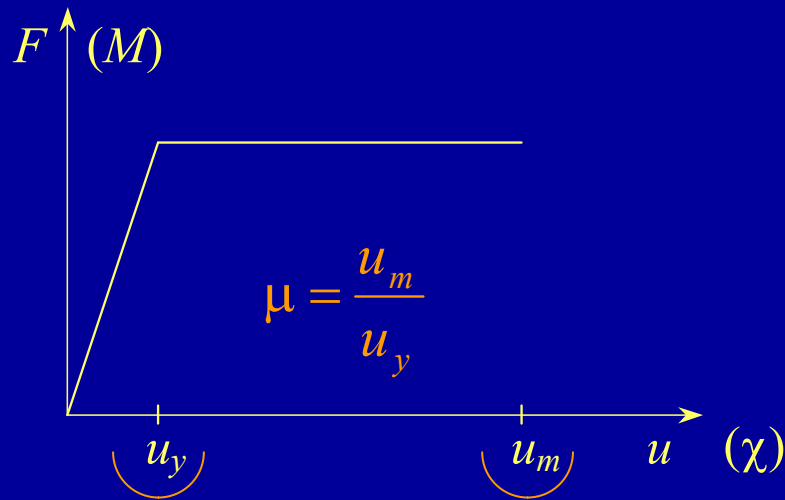
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Resistenza = soglia di plasticizzazione

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



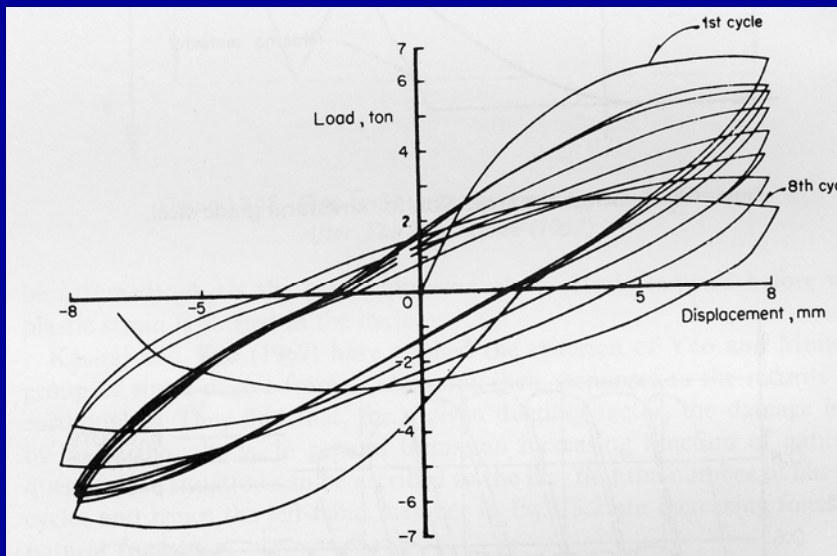
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Duttilità = capacità di deformarsi plasticamente

Comportamento oltre il limite elastico

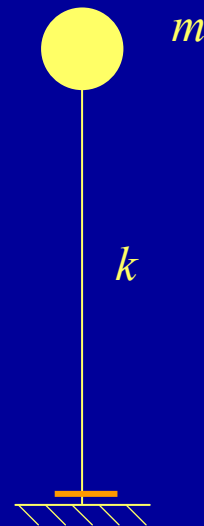
Per una valutazione della risposta sismica, occorre anche tener conto del comportamento ciclico, con i possibili degradi di rigidezza e resistenza



Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico

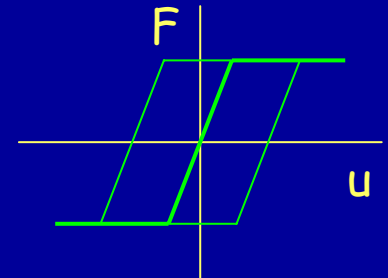


Foto

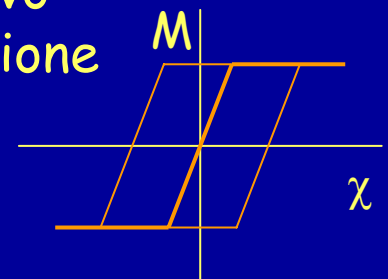


Modello
di calcolo

Legame costitutivo
della struttura



Legame
costitutivo
della sezione



Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico

L'equazione del moto è formalmente la stessa, ma la rigidità non è più una costante

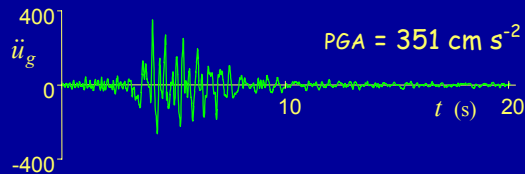
$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k(u) u = -m \ddot{u}_g$$

La risoluzione avviene per via numerica, in maniera analoga a quanto si fa per un oscillatore semplice elastico (ma con qualche complicazione in più)

Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico

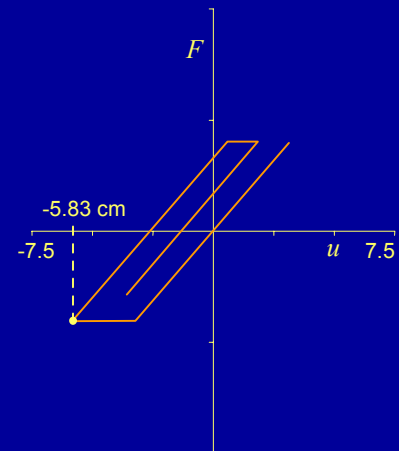
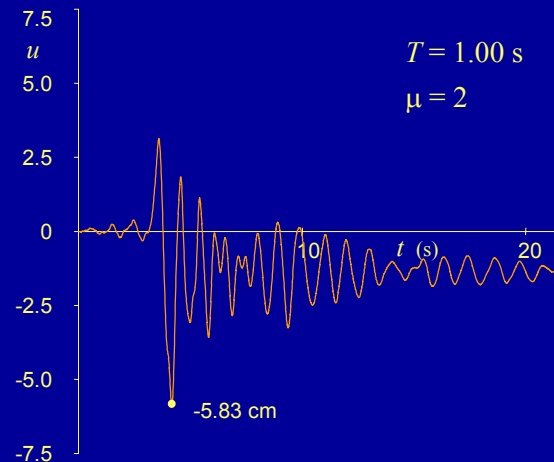
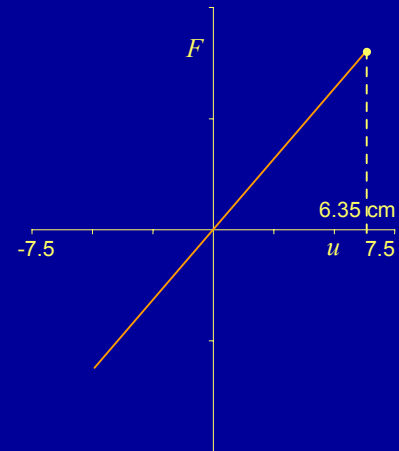
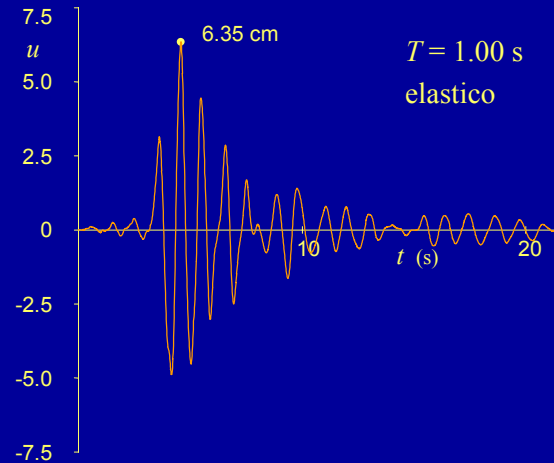
Risposta
elastica

Input sismico



Tolmezzo, Friuli, 1976

Risposta
elasto-plastica

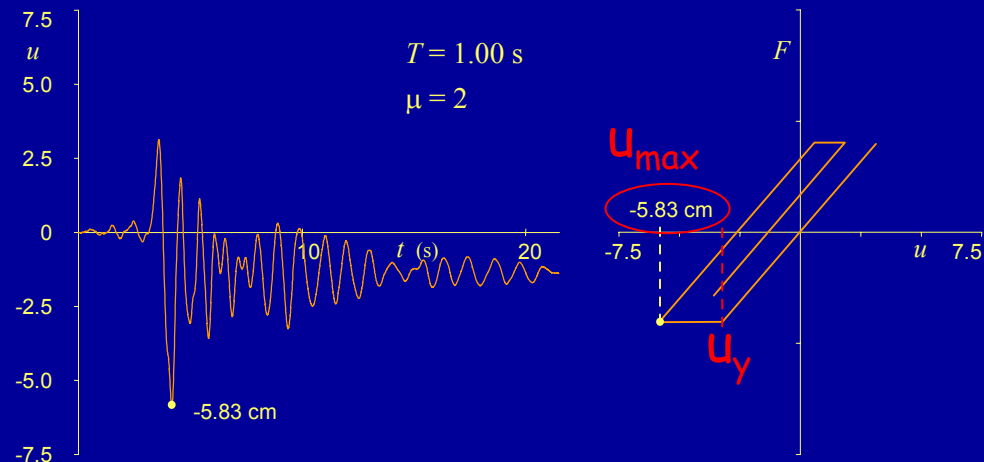


Richiesta di duttilità

Il rapporto tra lo spostamento massimo u_{max} ottenuto come risposta al sisma e lo spostamento u_y di plasticizzazione è la duttilità necessaria al sistema per non collassare (richiesta di duttilità)

In genere, abbassando la resistenza aumenta la richiesta di duttilità

Risposta elasto-plastica



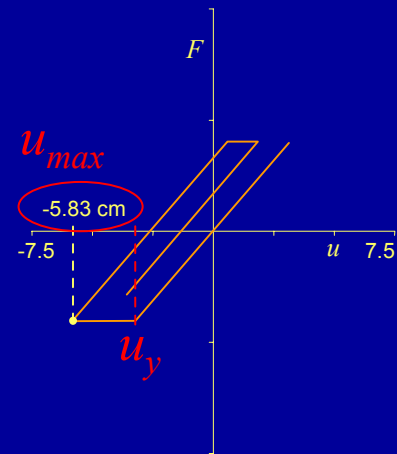
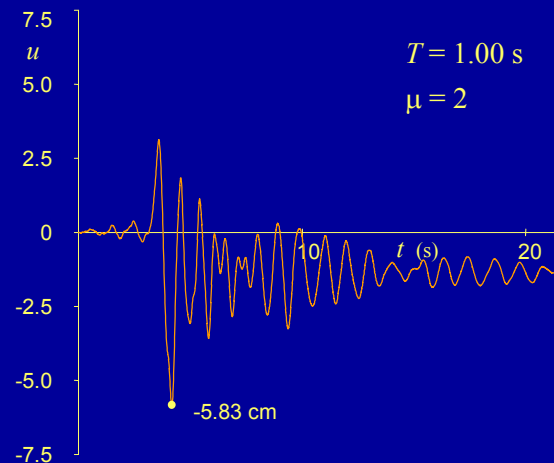
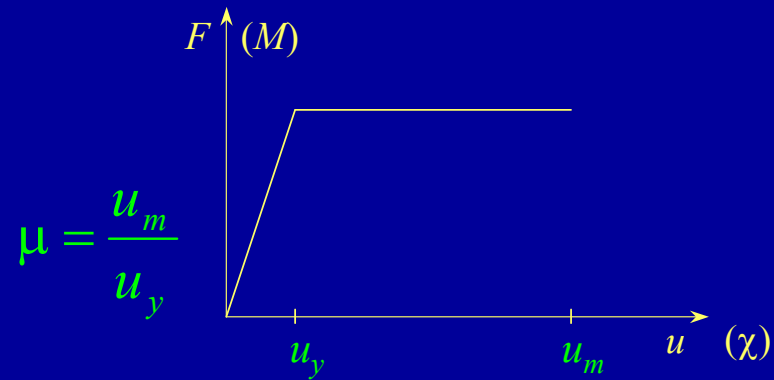
Progettazione di strutture elasto-plastiche

È possibile progettare la
struttura con una forza
ridotta, accettando la sua
plasticizzazione, purché la
duttilità disponibile

sia maggiore di
quella richiesta

$$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y}$$

Risposta
elasto-plastica



Progettazione di strutture elasto-plastiche

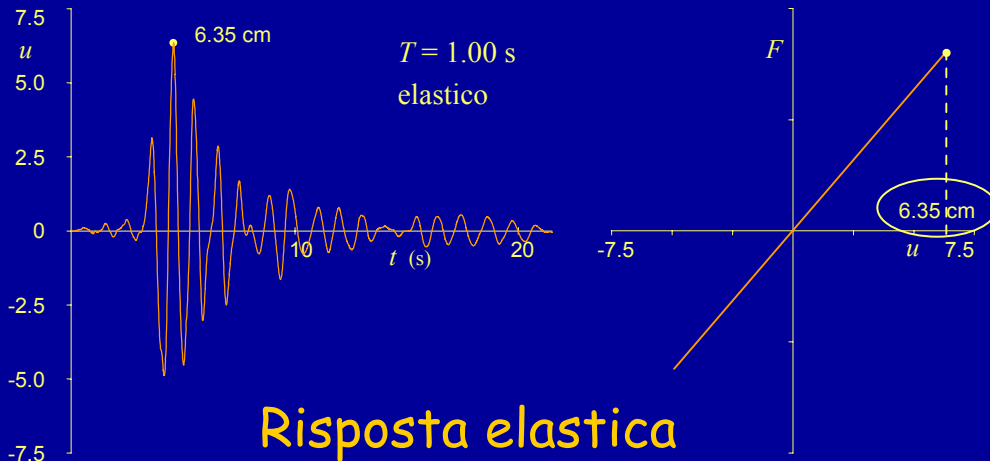
La resistenza può essere ridotta tanto da far coincidere la duttilità disponibile con quella richiesta



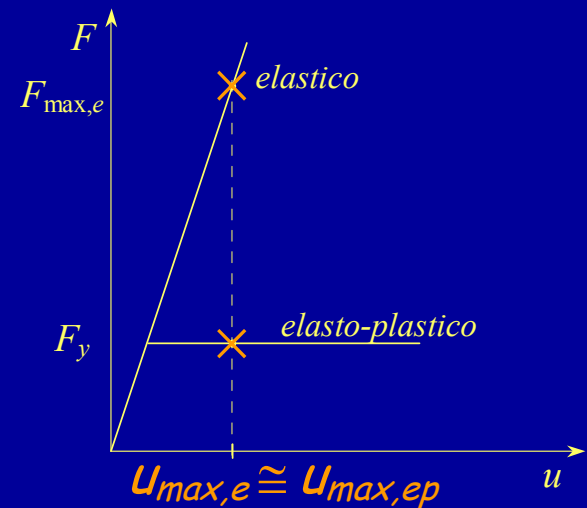
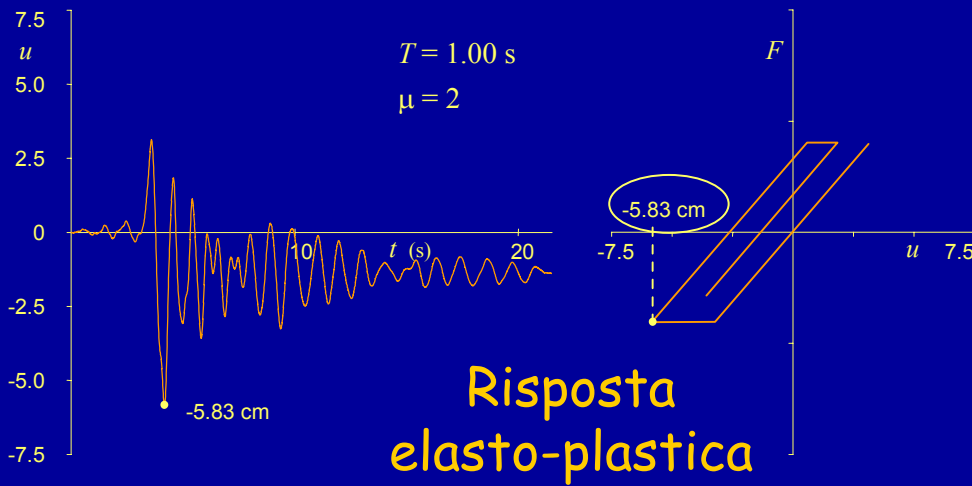
Ricordando che $F = m a$,
si può diagrammare in
funzione del periodo
l'accelerazione da usare
nel progetto,
per assegnati valori
della duttilità μ

Spettro di risposta a duttilità assegnata

Progettazione di strutture elasto-plastiche



Le analisi numeriche mostrano che lo spostamento di schemi elastici ed elasto-plastici è più o meno lo stesso



Progettazione di strutture elasto-plastiche

La forza di progetto
può essere ottenuta
dividendo

F_d

la forza necessaria
per mantenere la
struttura in campo
elastico

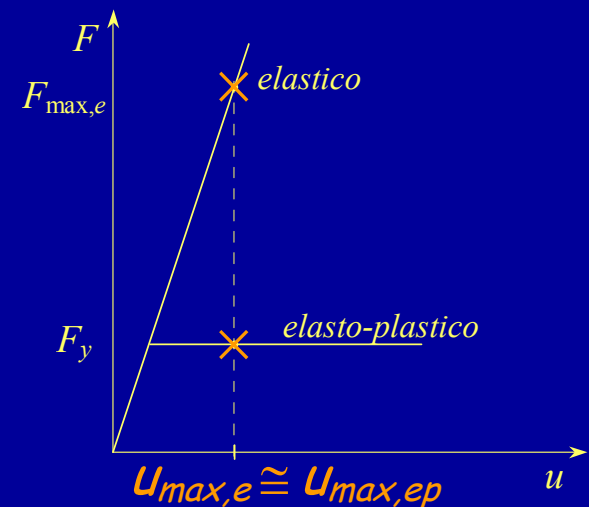
$F_{max,e}$

per la duttilità

μ

$$F_d = F_y = \frac{F_{max,e}}{\mu}$$

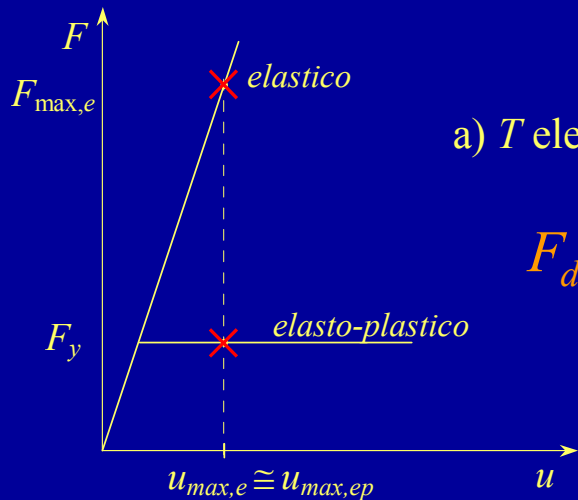
Le analisi numeriche
mostrano che lo
spostamento di
schemi elastici ed
elasto-plastici è più
o meno lo stesso



Progettazione di strutture elasto-plastiche

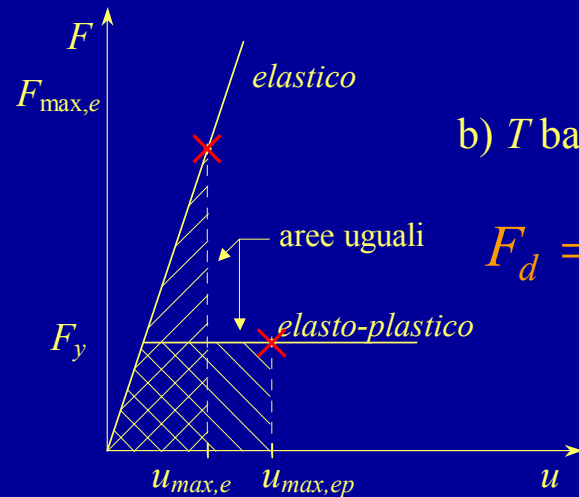
Il principio di uguaglianza di spostamenti vale solo per strutture con periodo medio-alto

Per strutture con periodo basso si può pensare ad una uguaglianza in termini energetici



a) T elevato

$$F_d = \frac{F_{\max,e}}{\mu}$$



b) T basso

$$F_d = \frac{F_{\max,e}}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

Spettri di progetto

Sulla base delle precedenti considerazioni, si può passare da spettri di risposta a duttilità assegnata a spettri di progetto, forniti dalla normativa



FINE

Tratta da:

Messina (7-66)

nuovo (67-77)

Teramo2006-05 (78-196)

05-Dinamica1 (197-245)

Teramo2006-05 (246-264)

Per questa presentazione:

coordinamento

A. Gherzi

realizzazione

A. Gherzi

ultimo aggiornamento

19/2/2007