

## 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. Gherzi

- 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

Eurocodice 2, punto 2.1

## 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 <sup>2</sup> ]
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/m<sup>2</sup>  $q_k$

Valore caratteristico

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

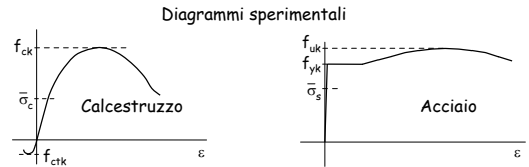
E' possibile fare il calcolo utilizzando i valori caratteristici della resistenza e delle azioni ?

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 ?

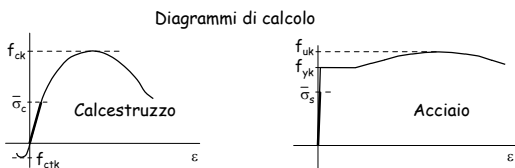
Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza



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

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c = \frac{f_{ck}}{\gamma} \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_{yk}}{\gamma}$$

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza



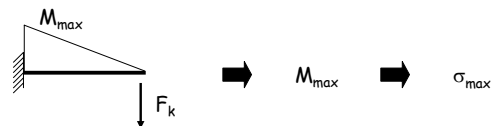
Per valori delle tensioni inferiori a quelli ammissibili il legame tensioni-deformazioni è lineare

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

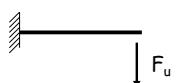
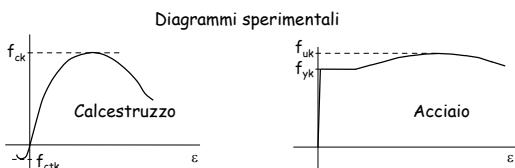
La verifica consiste nel calcolare la tensione massima (prodotta dalle azioni, prese col valore caratteristico)



e controllare che sia inferiore a quella ammissibile

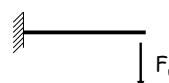
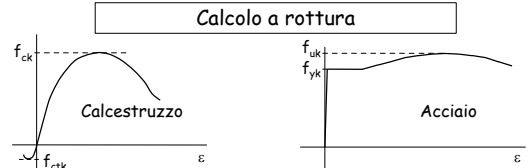
$$\sigma_{max} \leq \bar{\sigma}$$

Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi



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

Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi



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 <sup>2</sup> ]
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

2.0 kN/m<sup>2</sup>  $q_k$   
frattile 95%

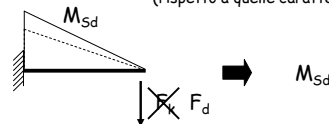
$$q_d = \gamma_q q_k$$

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 inferiori 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

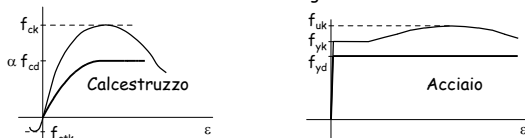
#### Verifica allo stato limite ultimo

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

Rispetto alle tensioni ammissibili:

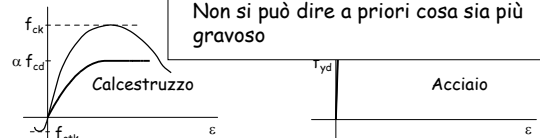
I carichi

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



## 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)

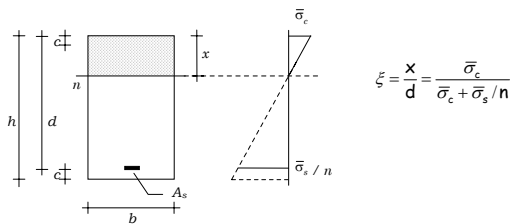
## Confronto tensioni ammissibili - stato limite ultimo

### Stati limite e tensioni ammissibili: alcuni esempi

(indipendentemente dal sisma)

### Momento flettente

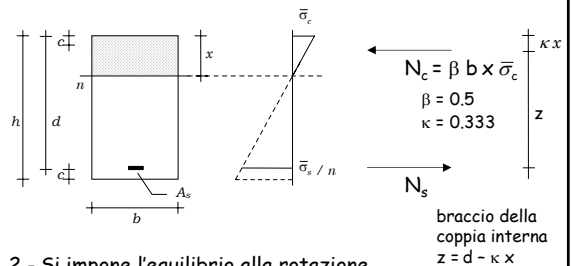
#### Progetto - tensioni ammissibili



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

### Momento flettente

#### Progetto - tensioni ammissibili

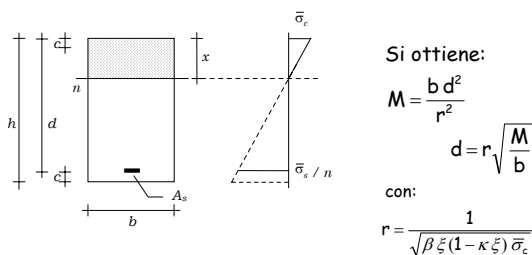


- 2 - Si impone l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura

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

### Momento flettente

#### Progetto - tensioni ammissibili

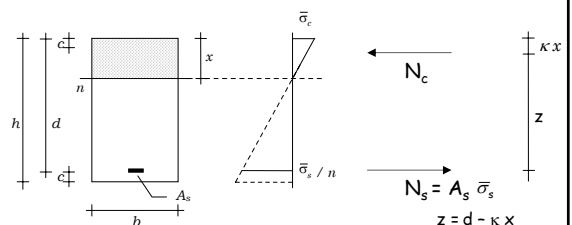


- 2 - Si impone l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura

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

### Momento flettente

#### Progetto - tensioni ammissibili



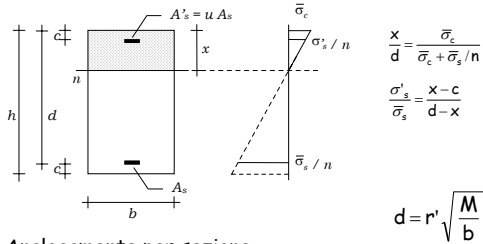
- 3 - Si impone l'equilibrio alla rotazione rispetto alla risultante  $N_c$

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

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

### Momento flettente

#### Progetto - tensioni ammissibili



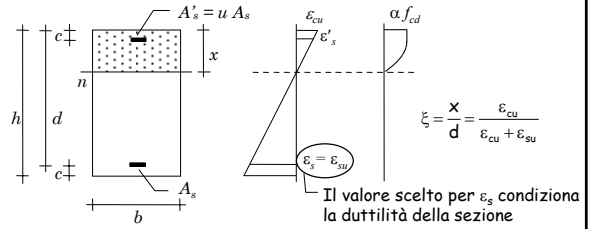
Analogamente per sezione a doppia armatura

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

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

### Momento flettente

#### Progetto - stato limite ultimo

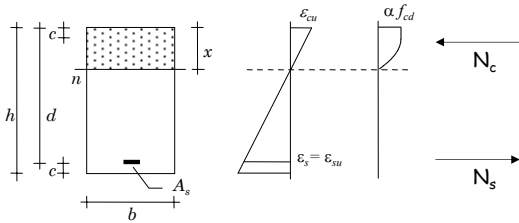


1 - Si assegna il diagramma di deformazioni che si vuole avere nella sezione

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

### Momento flettente

#### Progetto - stato limite ultimo

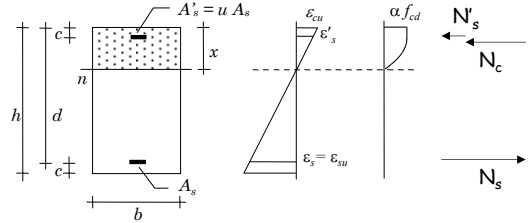


2 - Dall'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura si ottiene

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

### Momento flettente

#### Progetto - stato limite ultimo

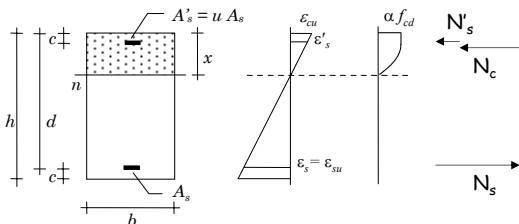


ovvero, in presenza di doppia armatura

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

### 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  $M_{sd}(SLU) = 1.45 \text{ M (TA)}$

$$\text{TA} \quad d = r' \sqrt{\frac{M}{b}} \quad A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

0.028

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

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

$$\text{SLU} \quad d = r' \sqrt{\frac{M_{sd}}{b}} \quad A_s = \frac{M_{sd}}{0.9 d f_{yd}}$$

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

Acciaio Fe B 44 k

### Momento flettente

#### Progetto - confronto

Si ipotizza che  $M_{sd}(SLU) = 1.45 \text{ M (TA)}$

$$\text{TA} \quad d = r' \sqrt{\frac{M}{b}} \quad A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

0.0265

Per sezione  
con armatura compressa  
si può ridurre un po' l'altezza

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

$$\text{SLU} \quad d = r' \sqrt{\frac{M_{sd}}{b}} \quad A_s = \frac{M_{sd}}{0.9 d f_{yd}}$$

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

Acciaio Fe B 44 k

### Momento flettente

#### Progetto - confronto

Si ipotizza che  $M_{sd}(SLU) = 1.45 \text{ M (TA)}$

$$\text{TA} \quad d = r' \sqrt{\frac{M}{b}} \quad A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

0.025

Per sezione  
con armatura compressa  
si può ridurre un po' l'altezza

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

$$\text{SLU} \quad d = r' \sqrt{\frac{M_{sd}}{b}} \quad A_s = \frac{M_{sd}}{0.9 d f_{yd}}$$

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

Acciaio Fe B 44 k

### Momento flettente

#### Progetto - confronto

Si ipotizza che  $M_{sd}(SLU) = 1.45 \text{ M (TA)}$

$$\text{TA} \quad d = r' \sqrt{\frac{M}{b}} \quad A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

$$\text{L'armatura tesa rimane la stessa} \quad \frac{M}{\bar{\sigma}_s} \cong \frac{1.45 M}{f_{yd}}$$

$$\text{SLU} \quad d = r' \sqrt{\frac{M_{sd}}{b}} \quad A_s = \frac{M_{sd}}{0.9 d f_{yd}}$$

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)

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

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

### Taglio

#### 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  $V_{sd} (SLU) = 1.45 V (TA)$

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

$0.3 \div 0.7$

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  $\theta$  variabile)

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

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

Taglio

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

Taglio

### Progetto armatura - confronto

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

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. ↔ 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  $\equiv$  Verifiche SLU con car.soll.  $\times 1.5$

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

Questo è abbastanza vero per le travi:

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

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  $\equiv$  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 $W$	---		$g_k + \psi_2 q_k$
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

Ordinanze 3274 - 3431, punto 3.3

## 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

	$\psi_2$
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

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

$\varphi$  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

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

$\varphi$  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

Nota:

Nell'attuale versione delle NTC il coefficiente  $\varphi$  non compare più

Forse sarà reintrodotta

## Calcolo per SLU e per SLD

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

## Calcolo per SLU e per SLD

	SLU	SLD
Carichi		$\cancel{\psi_0} q_k$
Forze		$\psi_2$
Masse		$\cancel{\psi_0} q_k$
Forze	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

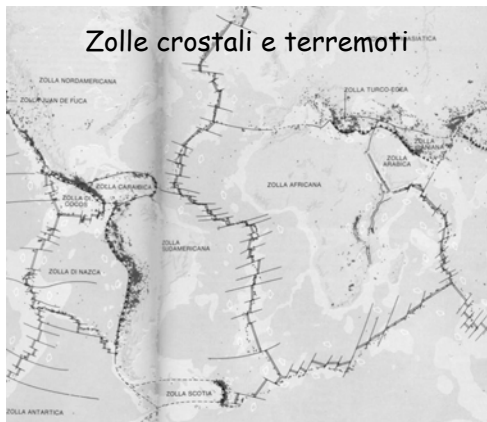
## Validità della modellazione

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

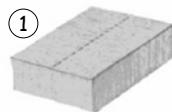
## Sismologia

## Zolle crostali e terremoti



## Il meccanismo che scatena un terremoto: scorrimento lungo una faglia

①



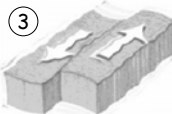
blocchi di crosta in riposo

②



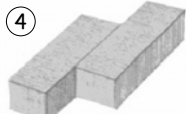
scorrimento impedito: deformazione con accumulo di energia

③



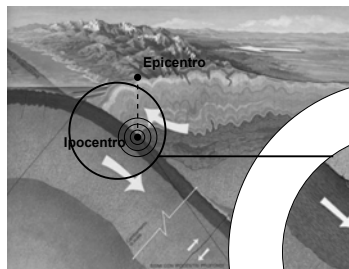
il momento della rottura: rilascio dell'energia

④

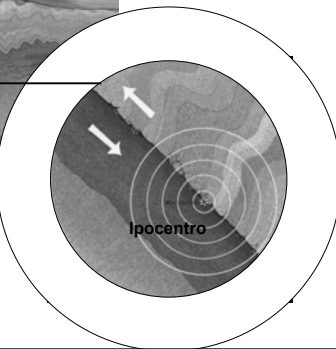


brusco scorrimento, verso un nuovo equilibrio

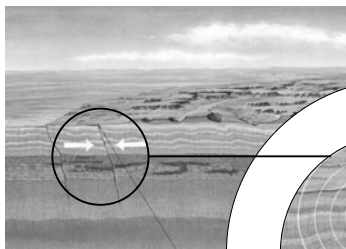
## Zone di subduzione



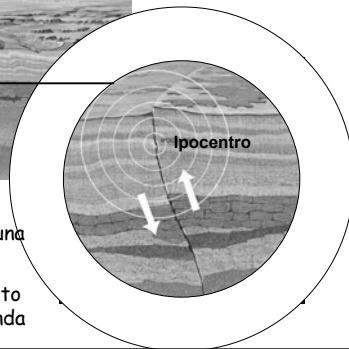
Zolle in movimento, l'una verso l'altra:  
la più leggera affonda scorrendo sotto l'altra



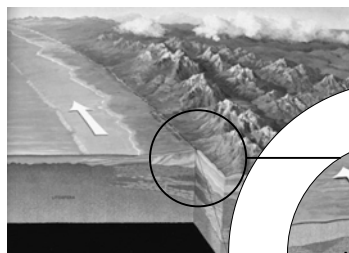
## Zolle in collisione



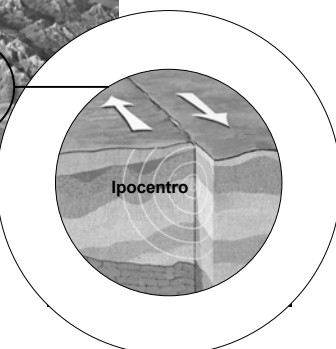
Zolle in movimento, l'una verso l'altra:  
se sono entrambe molto spesse, nessuna affonda



## 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



1948 - Giappone

## Movimenti della faglia, smottamenti del terreno, frane



1999 - Turchia



12/4/1998 - Slovenia

## Movimenti della faglia, smottamenti del terreno, frane



1999 - Turchia

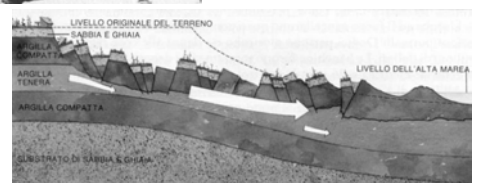
## Cedimenti del terreno



1997 - Umbria



## Liquefazione di strati sotterranei



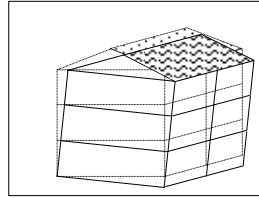
1964 - Alaska

### Liquefazione del terreno



1999 – Turchia

### Liquefazione del terreno



1999 – Turchia



### Liquefazione del terreno



1999 – Turchia

### Liquefazione del terreno



1999 – Turchia

### Liquefazione del terreno



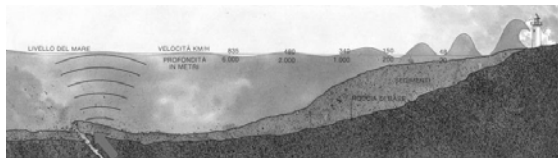
1999 – Turchia

### Effetti transitori dei terremoti

- Maremoti, tsunami
- Moto del terreno



## Maremoti, tsunami



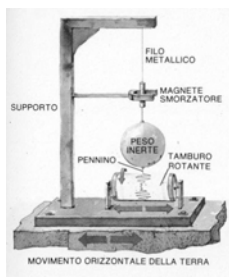
Dove l'acqua è profonda le onde viaggiano a velocità elevatissime (es. oltre 800 km/ora)

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

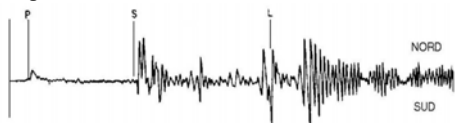
Sismologia:  
studio del moto del terreno

## 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:

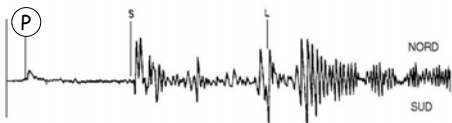
- onde di volume, che si propagano per tutto il volume terrestre (più veloci)
- onde di superficie, che si propagano solo nello strato superficiale (maggior contenuto energetico)

## Onde di volume

Si hanno:

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

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

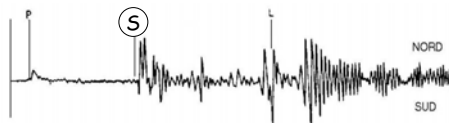
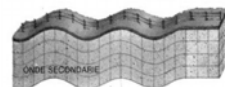


## Onde di volume

Si hanno:

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

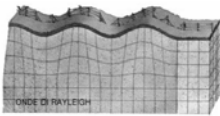
$$v_s = \frac{v_p}{\sqrt{3}} \quad \text{non si propagano nei liquidi}$$



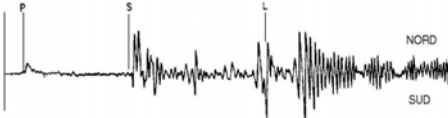
## Onde di superficie

Si hanno vari tipi, tra cui:

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

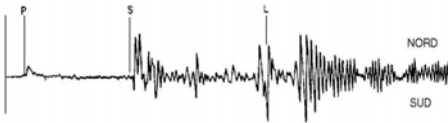
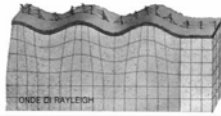


The diagram illustrates the motion of a Rayleigh wave. It shows a 3D grid representing the ground surface and subsurface. A wavy line on the surface represents the wave's path. Below the surface, a series of arrows indicates the particles' motion, which is elliptical in the vertical plane. The text "ONDE DI RAYLEIGH" is written at the bottom of the diagram.



The seismogram displays the ground motion recorded during an earthquake. The horizontal axis represents time, and the vertical axis represents displacement. The first sharp peak is labeled 'P' for P-wave. The second sharp peak is labeled 'S' for S-wave. The third, larger peak is labeled 'L' for Love wave. The text 'NORD' and 'SUD' are written on the right side of the seismogram, indicating the direction of the ground motion.

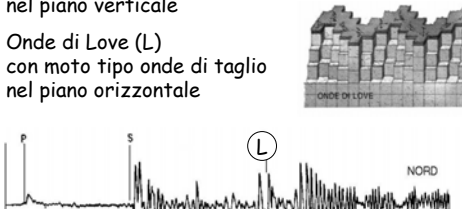
- Onde di Rayleigh (R)  
con moto secondo un'ellisse  
nel piano verticale



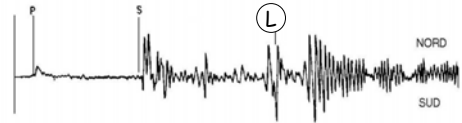
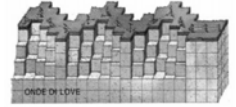
## Onde di superficie

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




- 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



accelerazione di picco (PGA)

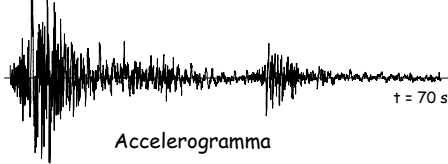
$t = 70 \text{ s}$

Accelerogramma

Primo parametro di interesse: accelerazione massima

Ma sono importanti anche: durata, contenuto energetico

accelerazione di picco (PGA)



Primo parametro di interesse: accelerazione massima  
Ma sono importanti anche: durata, contenuto energetico

## Accelerogrammi

relativi a sismi di forte intensità in America

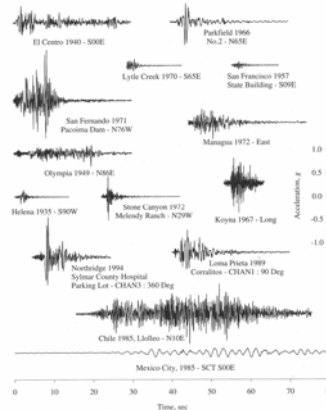
Notare:

- 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

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

MM = Mercalli modificata  
MCS = Mercalli-Cancani-Sieberg  
MSK = Medvedev-Sponheur-Karnik

M = Magnitudo Richter

[illegible]

(1902, modificata nel 1931 e 1956)

- [illegible]

## 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

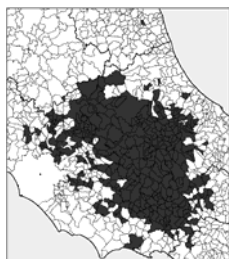
Oggi:  
valutazione statistica della pericolosità sismica

## Classificazione sismica, nel passato

Terremoto:  
Messina, 1908  
RD n. 193/1909



Terremoto:  
Avezzano, 1915  
RD n. 573/1915

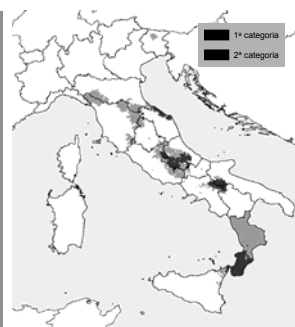


## Classificazione sismica, nel passato

RD n. 431/1927



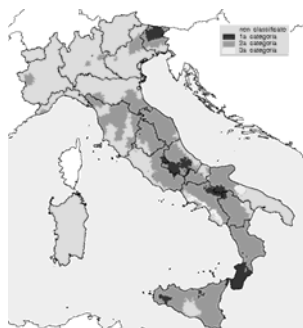
RD n. 640/1935



## 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

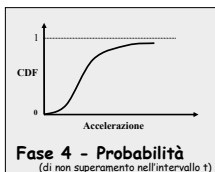
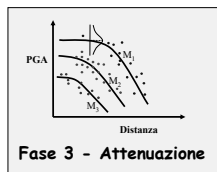
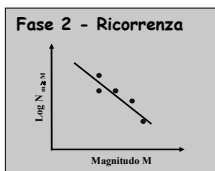
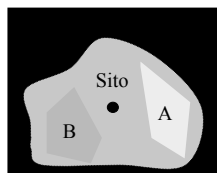
Periodo di ritorno  $T_r$  = tempo medio che intercorre tra due eventi sismici di assegnata intensità

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

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

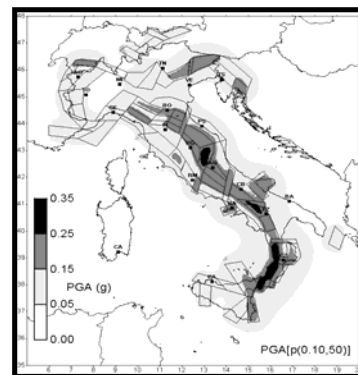
Terremoto di riferimento per il progetto:  
probabilità di superamento del 10% in 50 anni  
ovvero periodo di ritorno di 475 anni

## Classificazione sismica, oggi



## Analisi di pericolosità

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

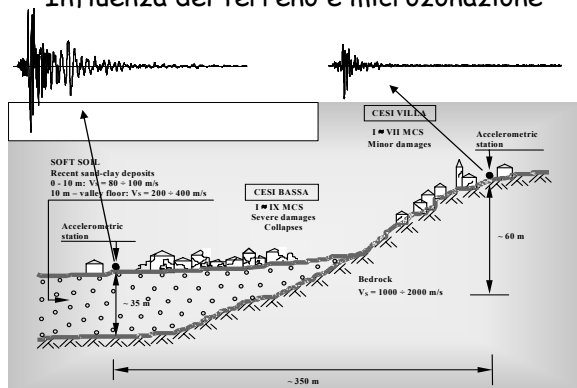


## Classificazione sismica, oggi (ordinanza 3274)

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



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

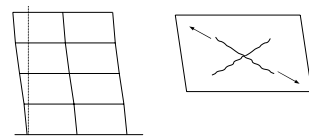
23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

## Danni ai tramezzi



Napoli,  
Facoltà di  
Ingegneria

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

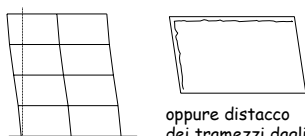


## Danni ai tramezzi



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

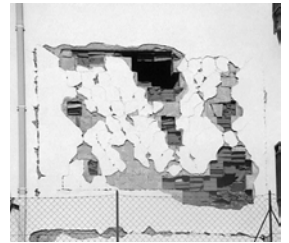
foto G. Gaeta

### 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



2002 - Santa Venerina

foto G. Gaeta

Lesione a  
taglio nel  
pilastro

## Danni e difetti costruttivi



2002 - Santa Venerina

foto G. Gaeta

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

2002 – Santa Venerina

foto G. Gaeta

## Danni e difetti costruttivi ...



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi,  
edificio in costruzione



... possono portare a meccanismi di piano



1999 – Turchia

Meccanismi di piano - senza crollo



1999 – Turchia

Meccanismi di piano - senza crollo



1999 – Turchia

Meccanismi di piano - senza crollo



Stat.Dini (2)



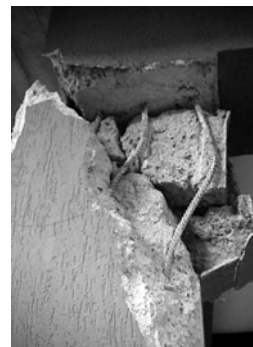
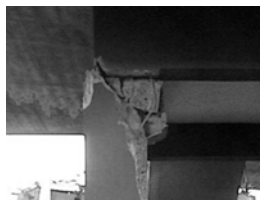


## Meccanismi di piano - senza crollo



1971 - San Fernando

## Ma il danno progredisce ...



Espulsione di blocchi di calcestruzzo

Scorrimento lungo la lesione

2002 - Santa Venerina

foto G. Gaeta

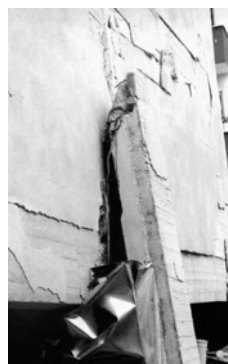
## ... con risultati fatali



1999 - Turchia

foto A. Ghersi

## Perdita del piano inferiore



1999 - Turchia (?)

## Perdita del piano inferiore

Lioni,  
edificio del Banco di Napoli



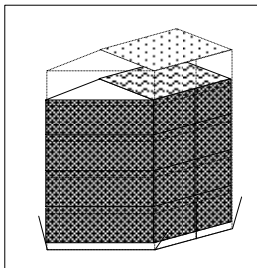
23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

## 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 (?)

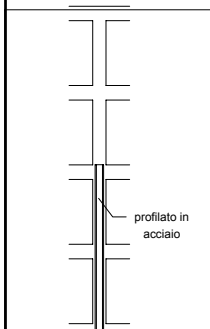
### Perdita del piano inferiore



1995 – Kobe



### Perdita di un piano intermedio



1995 – Kobe



## Perdita di un piano intermedio



1995 – Kobe

## Perdita di un piano intermedio

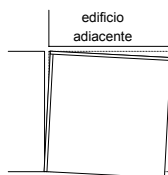


1995 – Kobe



## Perdita di un piano intermedio

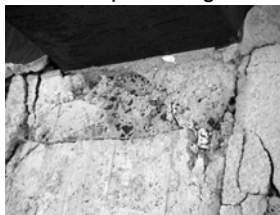
possibili effetti torsionali  
in pianta



1995 – Kobe

## Ma tra i difetti ...

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



2002 – Santa Venerina

foto G. Gaeta



... la trascuratezza  
degli operai

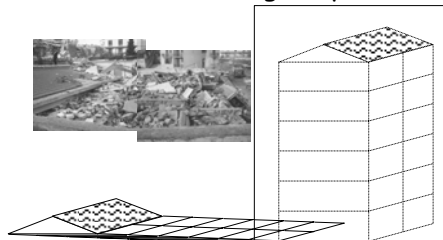
## Risultato: crollo totale, con traslazione degli impalcati

S. Angelo dei Lombardi,  
edificio 1



23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

## Crollo totale, con traslazione degli impalcati



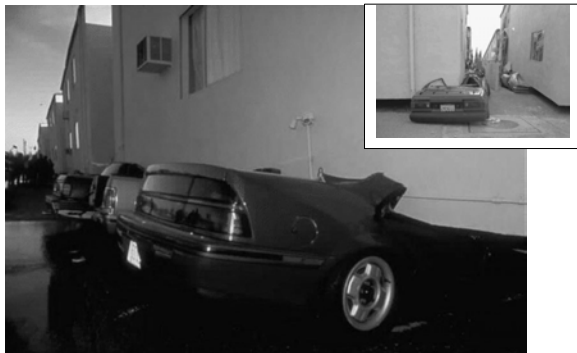
23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

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



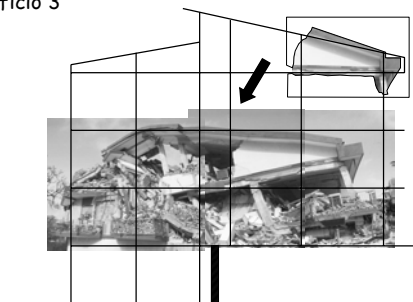
23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

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

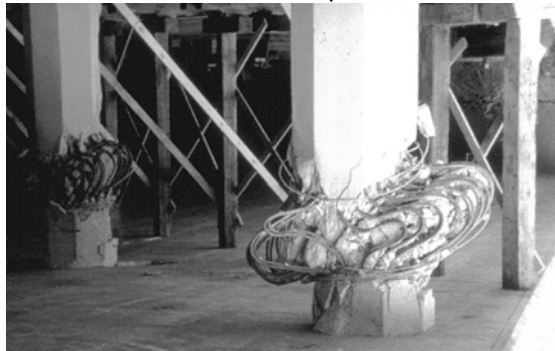
### Particolari dei pilastri



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 


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

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

### 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" → 

D.M. 16 gennaio 1996

Consente la verifica col metodo degli stati limite

Introduce limiti agli spostamenti di interpiano → 

## 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" → 

cioè

prestazione richiesta per un assegnato terremoto

## Prestazione richiesta

**piena operatività**  
**Operational**



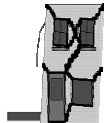
**occupazione immediata**  
**Immediate Occupancy**



**salvaguardia vite umane**  
**Life Safety**



**prevenzione del collasso**  
**Collapse Prevention**



## Prestazione richiesta

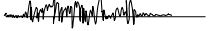
	Collapse Prevention	Life Safety	Immediate Occupancy	Operational
<b>Overall Damage</b>	Severe	Moderate	Light	Very Light
<b>General</b>	Little residual stiffness and strength, but load-bearing columns and walls function. Large permanent drifts. Some exits blocked. Infills and unbraced parapets failed or 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.
<b>Nonstructural components</b>	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 rigidità 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

SLU

## 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

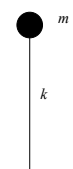
Serbatoio pensile



Foto



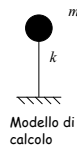
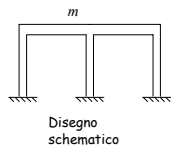
Disegno schematico



Modello di calcolo

## Struttura a un grado di libertà

### Telaio monopiano



## Comportamento elastico

## Oscillazioni libere

### Esempio: altalena



## Oscillazioni libere

### Esempio: altalena

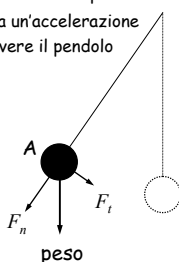


## Oscillazioni libere pendolo (esempio: altalena)

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

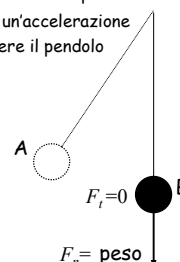


## Oscillazioni libere pendolo (esempio: altalena)

A) Il peso è scomposto nelle forze

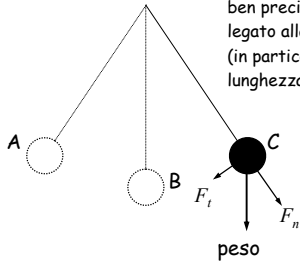
$F_n$  assorbita dall'asta del pendolo

$F_t$  che provoca un'accelerazione che fa muovere il pendolo



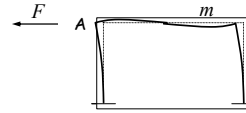
B) In questa posizione la velocità è massima (quando inizia a risalire rallenta) ma l'accelerazione è nulla perché  $F_t = 0$

## Oscillazioni libere pendolo (esempio: altalena)



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

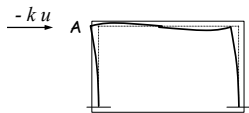
## Oscillazioni libere telaio monopiano



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

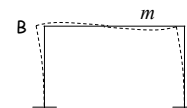


Quando si lascia libero il telaio, agisce solo la forza di richiamo elastico, che provoca un'accelerazione.

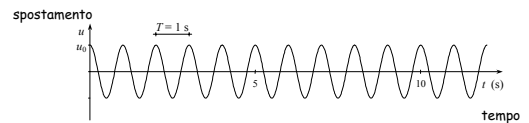
Equilibrio dinamico

$$-k u = m a \quad m \ddot{u} + k u = 0$$

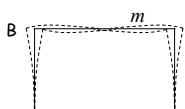
## Oscillazioni libere telaio monopiano



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

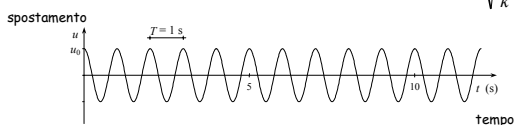


## Oscillazioni libere telaio monopiano

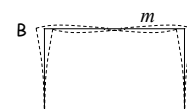


Il telaio oscilla con un periodo ben preciso, legato alla massa ed anche alla rigidità del telaio

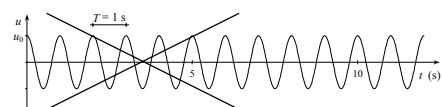
$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$



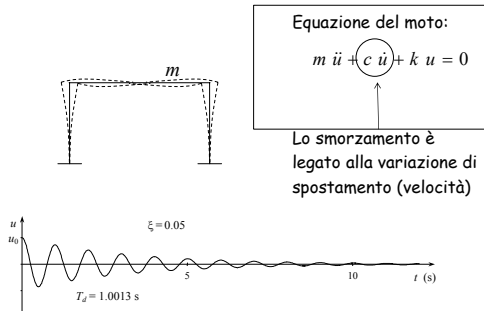
## Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano



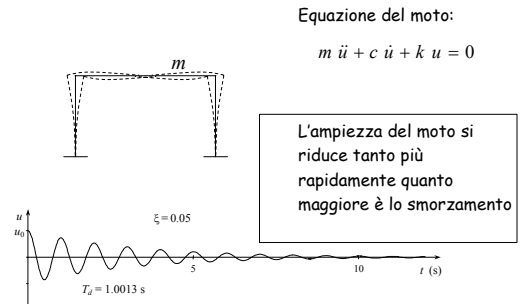
In realtà il moto non continua così, a causa della dissipazione di energia (smorzamento)



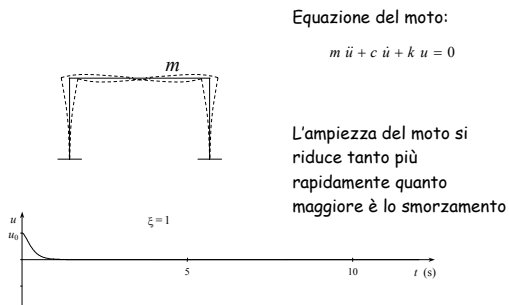
## Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano



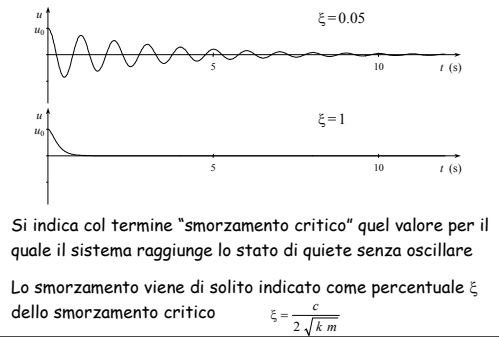
## Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano



## Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano



## Oscillazioni libere con smorzamento telaio monopiano



## Smorzamento - negli edifici

Dipende da:

- Elementi non strutturali (tramezzi, rompagn) 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  $\xi = 0.05$

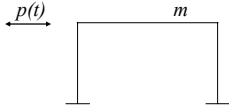
## Oscillazioni forzate

Esempio: altalena



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

## Oscillazioni forzate telaio monopiano

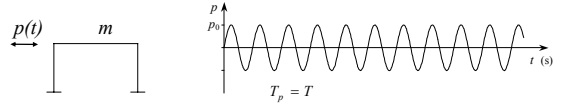


Equazione del moto:

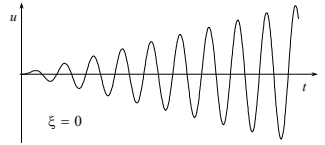
$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = p(t)$$

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

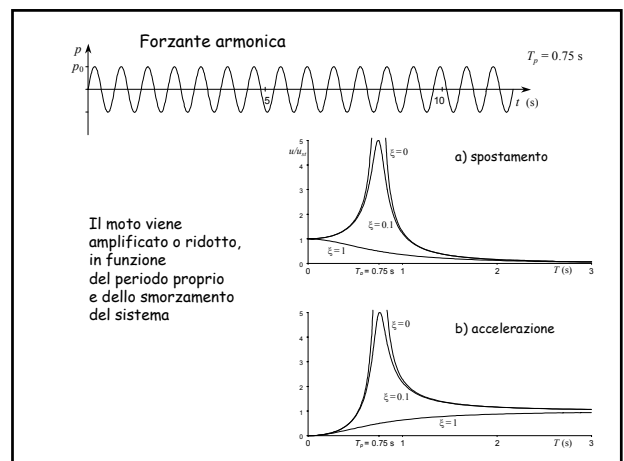
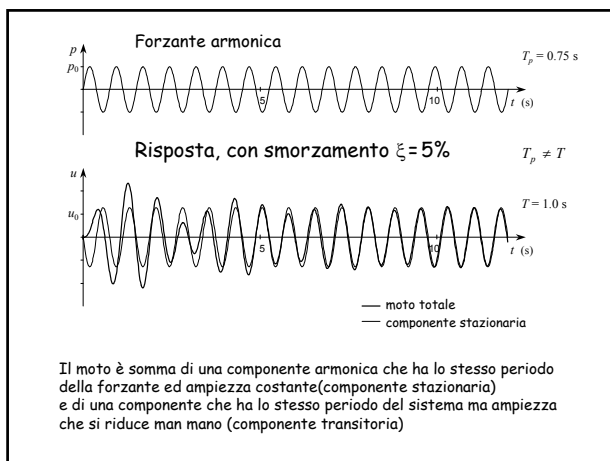
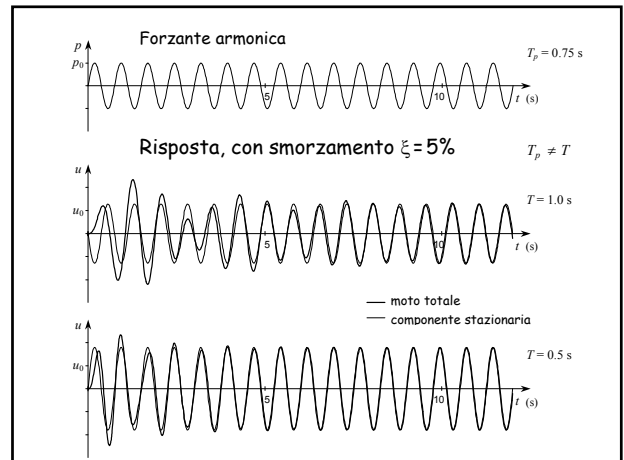
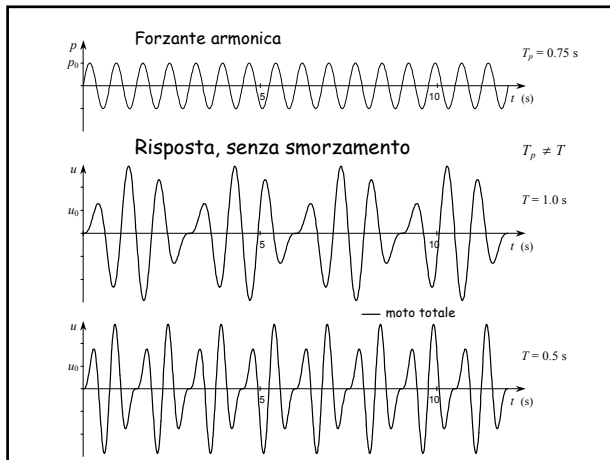
## Oscillazioni forzate telaio monopiano



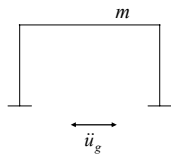
Se il periodo della forzante coincide con quello del sistema, in assenza di smorzamento il moto si amplifica sempre più



risonanza



## Oscillazioni forzate (moto del terreno)



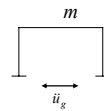
Il problema è sostanzialmente identico a quello del moto con forzante applicata al traverso

Equazione del moto:

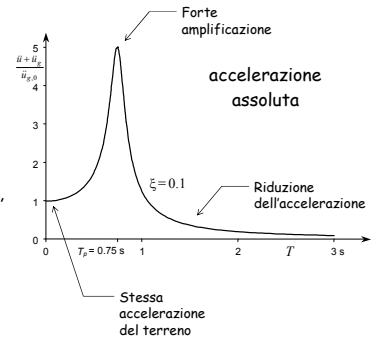
$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m \ddot{u}_g$$

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

## 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

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

Si ha allora:

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

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

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

## Relazione tra i valori massimi di spostamento relativo e accelerazione assoluta

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

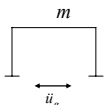
Essa coincide con l'accelerazione assoluta quando lo smorzamento è nullo

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

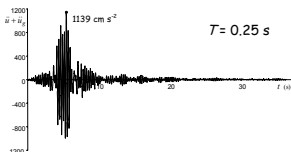
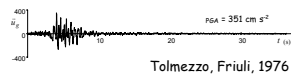
La relazione  $|\ddot{u} + \ddot{u}_g| = \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 u$

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

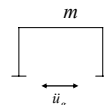
## Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)



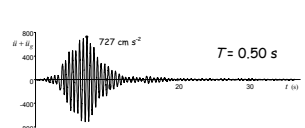
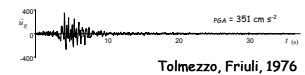
Concettualmente analogo (ma più complesso numericamente) è determinare la risposta ad un accelerogramma



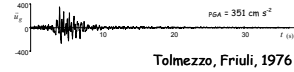
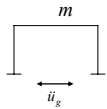
## Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)



Cambiando il periodo dell'oscillatore, cambia la risposta

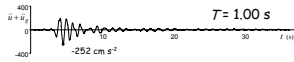


## Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)



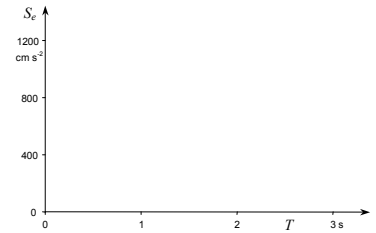
Tolmezzo, Friuli, 1976

Cambiando il periodo  
dell'oscillatore,  
cambia la risposta



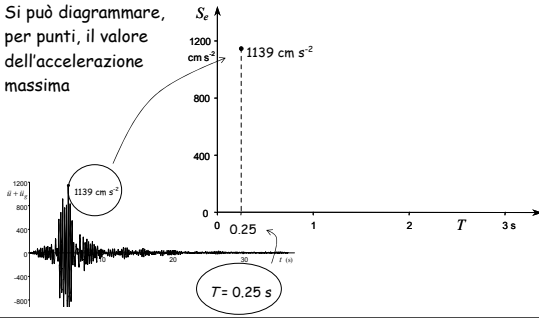
## Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

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



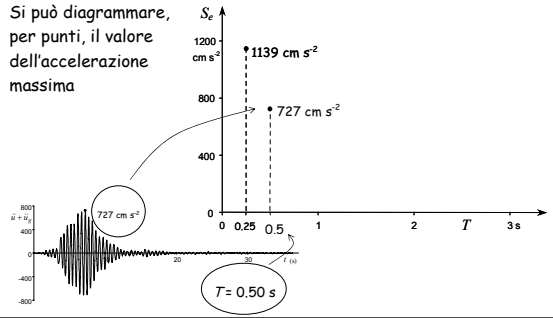
## Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

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



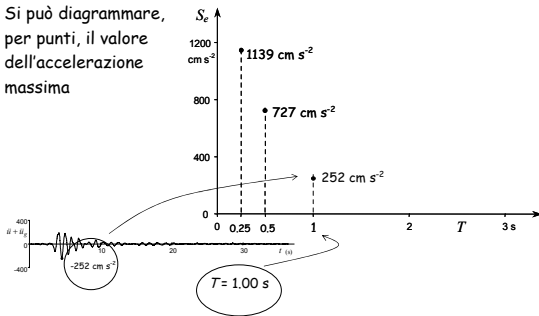
## Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

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



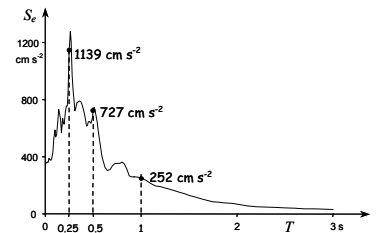
## Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

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



## Oscillazioni forzate Spettro di risposta

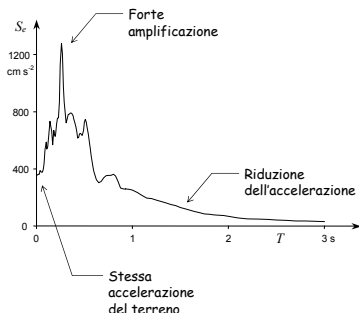
Si può diagrammare,  
per punti, il valore  
dell'accelerazione  
massima



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

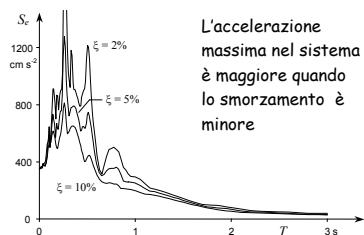
## Oscillazioni forzate Spettro di risposta (accelerazione)

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



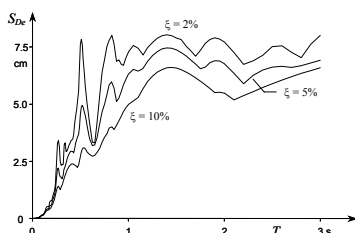
## Oscillazioni forzate Spettro di risposta (accelerazione)

Al variare dello smorzamento si ottengono diverse curve



## Oscillazioni forzate Spettro di risposta (spostamento)

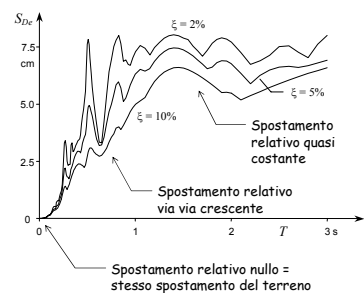
Allo stesso modo si può diagrammare lo spostamento relativo massimo in funzione del periodo



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

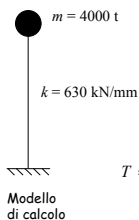
## Oscillazioni forzate Spettro di risposta (spostamento)

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



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

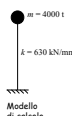
## A cosa servono gli spettri?



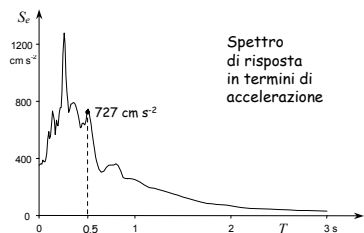
Conoscendo massa e rigidezza possiamo determinare il periodo proprio

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

## A cosa servono gli spettri?



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



Spettro di risposta in termini di accelerazione

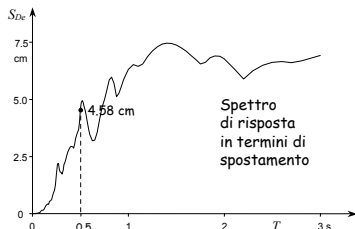
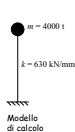
Noto il periodo proprio, possiamo leggere dallo spettro l'accelerazione assoluta massima  $a_{\max} = 7.27 \text{ m s}^{-2} = 0.74 \text{ g}$



## A cosa servono gli spettri?



$T = 0.5$  s



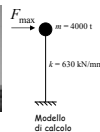
Spettro di risposta in termini di spostamento

Noto il periodo proprio, possiamo leggere dallo spettro l'accelerazione assoluta massima  $a_{\max} = 7.27 \text{ m s}^{-2} = 0.74 \text{ g}$  o lo spostamento relativo massimo  $u_{\max} = 4.58 \text{ cm}$

## A cosa servono gli spettri?



$T = 0.5$  s



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

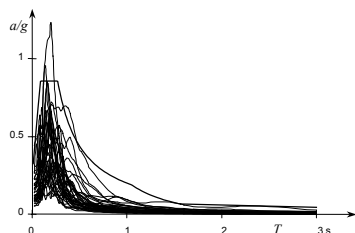
$$F_{\max} = m a_{\max} = 4000 \times 7.27 = 2900 \text{ kN}$$

e quindi le massime sollecitazioni nella struttura

Noto il periodo proprio, possiamo leggere dallo spettro l'accelerazione assoluta massima  $a_{\max} = 7.27 \text{ m s}^{-2} = 0.74 \text{ g}$  o lo spostamento relativo massimo  $u_{\max} = 4.58 \text{ cm}$

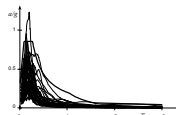
## Spettri di risposta

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

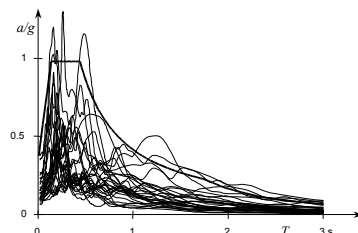


Si può quindi definire una curva che inviluppa tutti gli spettri di risposta, o che viene superata solo occasionalmente

## Spettri di risposta

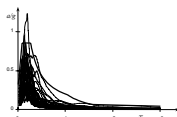


In zone differenti e su terreni differenti si otterranno risultati diversi

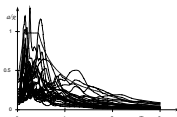


Si può quindi definire una curva che inviluppa tutti gli spettri di risposta, o che viene superata solo occasionalmente

## 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)

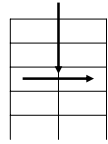
Le azioni inerziali (forze orizzontali indotte dal sisma) possono essere comparabili con le azioni verticali

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

Azioni orizzontali comparabili con le azioni verticali

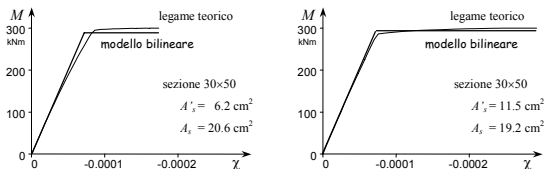
Le sollecitazioni provocate dalle azioni orizzontali sono molto forti

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



## Comportamento oltre il limite elastico

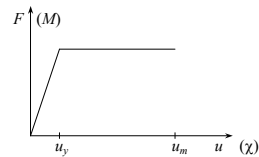
Occorre tener conto del comportamento non lineare delle singole sezioni



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

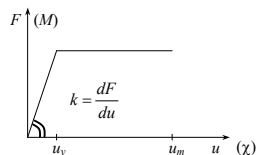


È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

## Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



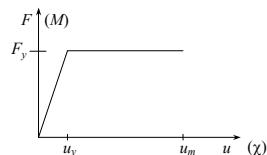
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Rigidezza = inclinazione del diagramma

## Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



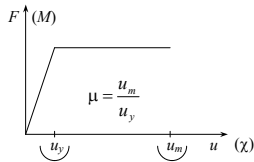
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Resistenza = soglia di plasticizzazione

## Comportamento oltre il limite elastico

### Legame elastico-perfettamente plastico



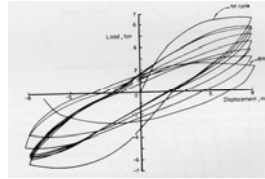
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Duttilità = capacità di deformarsi plasticamente

## Comportamento oltre il limite elastico

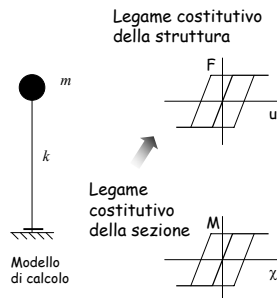
Per una valutazione della risposta sismica, occorre anche tener conto del comportamento ciclico, con i possibili degradi di rigidezza e resistenza



## Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico



Foto



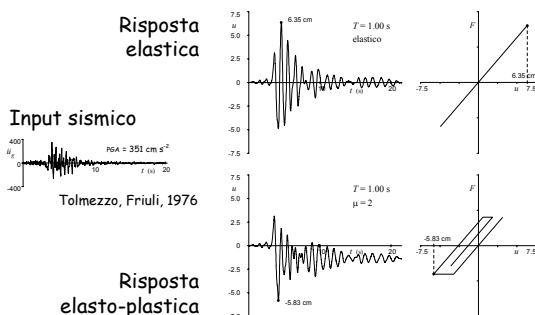
## Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico

L'equazione del moto è formalmente la stessa, ma la rigidezza 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

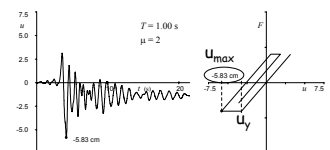


## Richiesta di duttilità

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



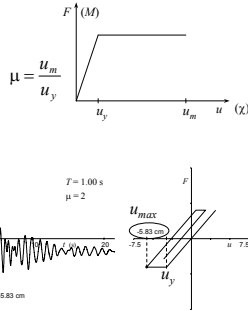
## Progettazione di strutture elasto-plastiche

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

sia maggiore di quella richiesta

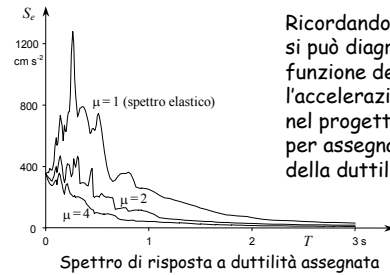
$$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y}$$

Risposta elasto-plastica



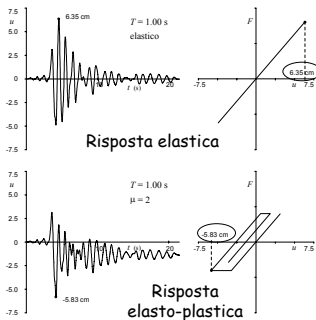
## Progettazione di strutture elasto-plastiche

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

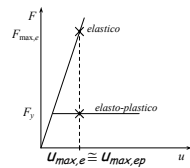


Ricordando che  $F = m a$ , si può diagrammare in funzione del periodo l'accelerazione da usare nel progetto, per assegnati valori della duttilità  $\mu$

## 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

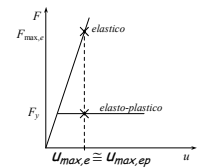
$$F_{\max,e}$$

per la duttilità

$$\mu$$

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

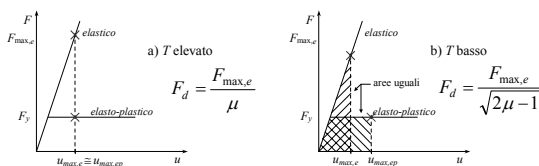
Le analisi numeriche mostrano che lo spostamento di schemi elastici ed elasto-plastici è più o meno lo stesso



## Progettazione di strutture elasto-plastiche

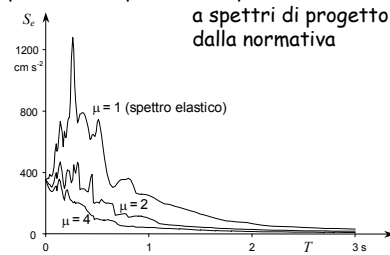
Il principio di uguaglianza di spostamenti vale solo per strutture con periodo medio-alto

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



## 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