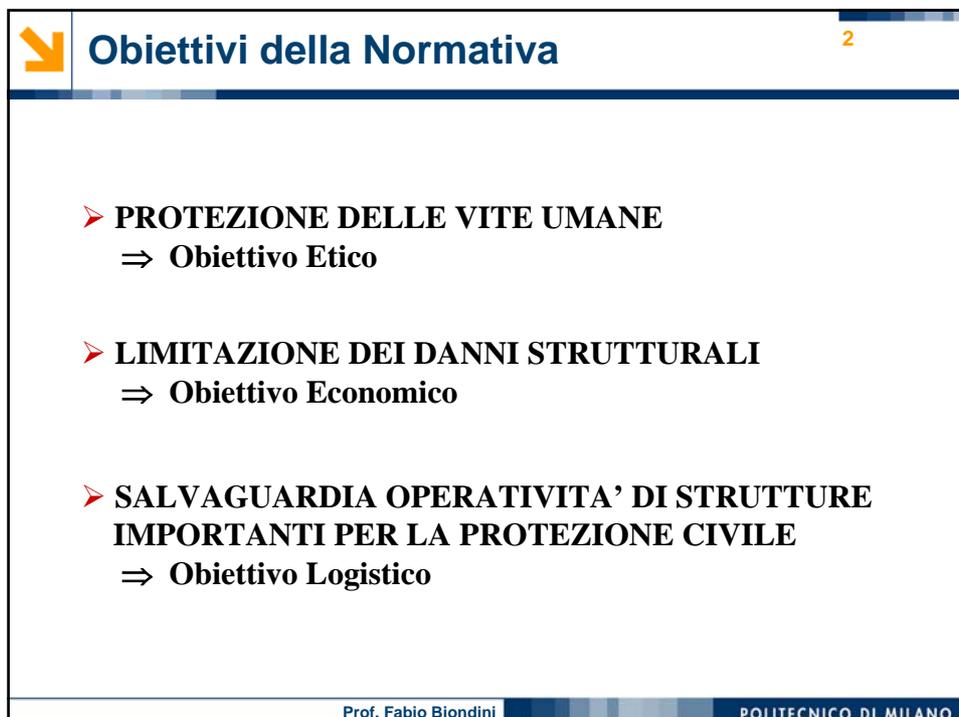




CORSO DI FORMAZIONE
**PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI
CALCESTRUZZO CON GLI EUROCODICI**
Cagliari, 14 GIUGNO 2007

POLITECNICO DI MILANO

Calcolo Sismico delle Strutture
Prof. Fabio Biondini
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano



Obiettivi della Normativa 2

- **PROTEZIONE DELLE VITE UMANE**
⇒ **Obiettivo Etico**
- **LIMITAZIONE DEI DANNI STRUTTURALI**
⇒ **Obiettivo Economico**
- **SALVAGUARDIA OPERATIVITA' DI STRUTTURE
IMPORTANTI PER LA PROTEZIONE CIVILE**
⇒ **Obiettivo Logistico**

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

 **Requisiti Prestazionali** 3

➤ **REQUISITO DI NON COLLASSO (SLU)**
Per azioni di progetto associate a *eventi sismici rari* non si deve verificare alcun collasso globale o locale, in modo che a seguito dell'evento stesso la struttura, pur subendo danni di grave entità, conservi la propria integrità e la propria capacità portante.

➤ **REQUISITO DI LIMITAZIONE DEL DANNO (SLD)**
Per azioni di progetto associate a *eventi sismici frequenti* non si devono verificare danni gravi, in particolare tali da causare la perdita di funzionalità della struttura con conseguenti interruzioni d'uso.

 ...con un adeguato grado di affidabilità.

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

 **Sommario** 4

1. Definizione dell'Azione Sismica

2. Analisi Strutturale

- 2.1. Risposta Sismica Anelastica
- 2.2. Metodi di Analisi
- 2.3. Verifiche di Sicurezza

3. Disposizioni Costruttive

- 3.1. Criteri di Dimensionamento
- 3.2. Particolari Costruttivi
- 3.3. Sistema Sismo-Resistente
- 3.4. Morfologia Strutturale
- 3.5. Scelta del Modello e Fattore di Struttura

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

5

Parte 1 Definizione dell’Azione Sismica

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

6

Periodo di Ritorno

- **Periodo di Ritorno T_R** : intervallo temporale medio fra eventi sismici di intensità I non inferiore a quella di progetto I_d
- **Probabilità di Superamento P_V** : probabilità che in un dato intervallo temporale (p.e. $V=1$ anno) si verifichi un evento sismico di intensità I non inferiore a quella di progetto I_d

$$T_R = - \frac{V}{\ln(1 - P_V)} \quad (I \geq I_d)$$

Evento Sismico	Periodo di Ritorno T_R [anni]	Probabilità di Superamento P_V ($V = 1$)
Frequente	95	≅ 0.01
Raro (*)	475	≅ 0.002

(*) Evento con probabilità di accadimento $P = 10\%$ in $V = 50$ anni.

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

Classi di Importanza 7

Livelli di affidabilità differenziati per classi di strutture:

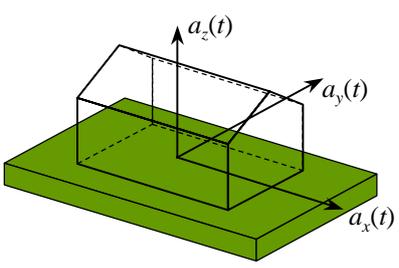
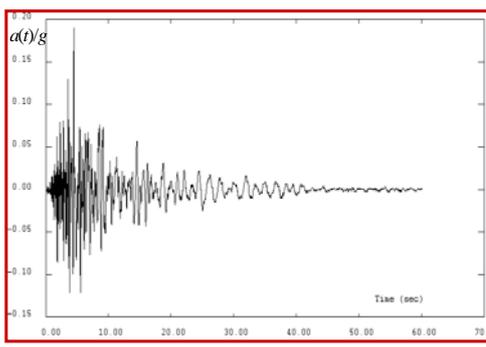
CLASSE I costruzioni con presenza occasionale di persone
 CLASSE II costruzioni con normali affollamenti
 CLASSE III costruzioni con affollamenti significativi
 CLASSE IV costruzioni importanti per la protezione civile

$$T_R = - \frac{V}{\ln(1 - P_V)}$$

Classe di importanza	SLD	SLD	SLU	SLU
	P_V	T_R	P_V	T_R
I	81	30	22	201
II	50	72	10	475
III	28	150	5	975
IV	5	300	2,5	1975

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

Caratteristiche dell'Azion Sismica 8

3 componenti indipendenti del moto

- Accelerazione di picco (Peak Ground Acceleration, PGA)
- Contenuto in frequenza
- Durata

Intensità I_d?

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

Risposta di un Sistema SDOF 9

$$m \ddot{d}(t) + c \dot{d}(t) + k d(t) = -m a(t)$$

$$\ddot{d}(t) + 2\omega\xi \dot{d}(t) + \omega^2 d(t) = -a(t)$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \xi = \frac{c}{2\sqrt{km}}$$

$$\max |d(t)| = S_D(T, \xi)$$

$$\max |\dot{d}(t)| = S_V(T, \xi) \cong \omega S_D(T, \xi)$$

$$\max |\ddot{d}(t)| = S_A(T, \xi) \cong \omega^2 S_D(T, \xi)$$

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

Spettro di Risposta Elastico 10

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

➤

Spettro di Risposta Elastico

11

1. $\alpha_g = a_g/g = \text{PGA}/g = \text{Fattore di Scala}$ (dipende dalla sismicit  locale)

2. $\beta_e = S_e(T, \xi)/a_g = \text{Forma Spettrale}$ (dipende dalle caratteristiche del sito)

➤

2a. *Analisi statistica su campione di eventi sismici significativo*

2b. *Curva involuppo dello "spettro elastico caratteristico"*

$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$
 $(\eta = 1 \text{ per } \xi = 5\%)$

$$\beta_e = \begin{cases} S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \beta_0 - 1) \right] & , 0 \leq T \leq T_B \\ S \eta \beta_0 & , T_B < T \leq T_C \\ S \eta \beta_0 \frac{T_C}{T} & , T_C < T \leq T_D \\ S \eta \beta_0 \frac{T_C T_D}{T^2} & , T > T_D \end{cases}$$

$\beta_0, S, T_B, T_C, T_D$

Prof. Fabio Biondini
POLITECNICO DI MILANO

➤

Fattore di Scala α_g

12

Average Return Period (years)

10 20 50 100 200 500 1000 2000 5000 10000

PGA su Terreno Tipo A

$\alpha_g \rightarrow \text{National Annex}$

$\rightarrow \text{database INGV}$

Prof. Fabio Biondini
POLITECNICO DI MILANO

Database INGV – Fattore di Scala
13

Pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima al suolo α_g con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (periodo di ritorno di 475 anni) riferita a suoli rigidi (TipoA).

ID	lon	lat	$\alpha_{g,0.50}$	$\alpha_{g,0.84}$	$\alpha_{g,0.16}$
5420	12.0991	47.0771	0.0894	0.1066	0.0262
5421	12.1723	47.0779	0.0909	0.1082	0.0287
5640	11.9542	47.0254	0.0893	0.1070	0.0261
5641	12.0273	47.0262	0.0910	0.1087	0.0288
5642	12.1003	47.0271	0.0928	0.1104	0.0316
5643	12.1735	47.0279	0.0947	0.1122	0.0342
5852	11.2254	46.9641	0.0812	0.1002	0.0000

Esempio di file di dati scaricati dal sito dell'INGV
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
<http://esse1.mi.ingv.it/>

$\alpha_g = \alpha_{g,0.50}$

Prof. Fabio Biondini
POLITECNICO DI MILANO

Forma Spettrale $\beta_e(T, \xi)$
14

$\beta_0, S, T_C, T_C, T_D$

- **A** - Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi.
- **B** - Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti.
- **C** - Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille molto consistenti.
- **D** - Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti.
- **E** - Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali.

Prof. Fabio Biondini
POLITECNICO DI MILANO

Forma Spettrale $\beta_e(T, \xi)$ 15

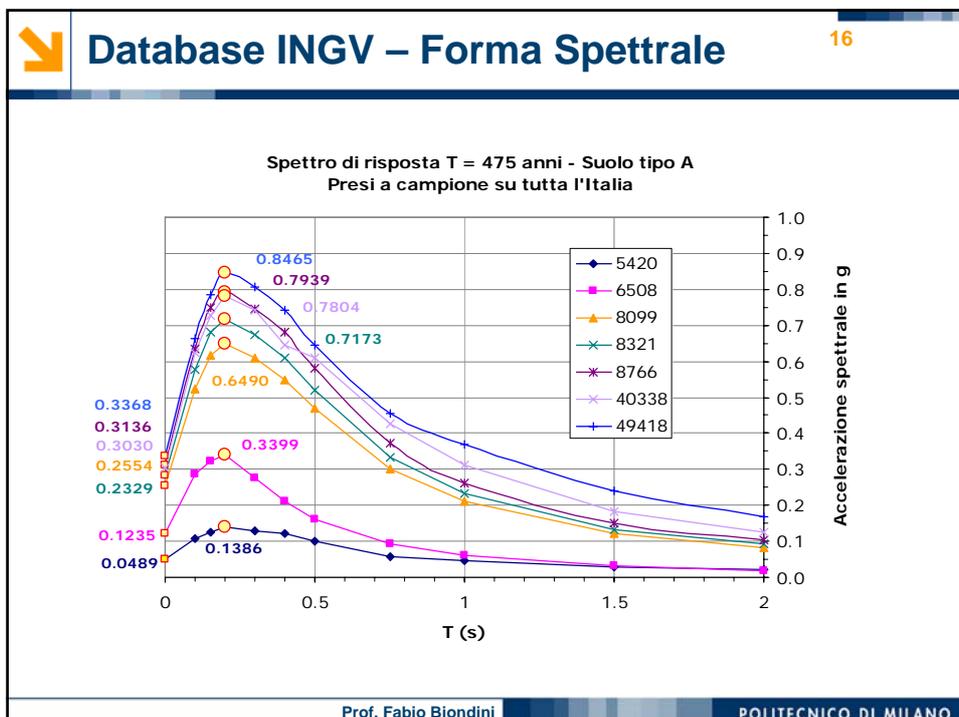
$\sigma_{emax} = S_{emax}/g$ risposta spettrale massima in accelerazione;
 $\sigma_{e1} = S_{e1}/g$ risposta spettrale in accelerazione per $T=1$ secondo.

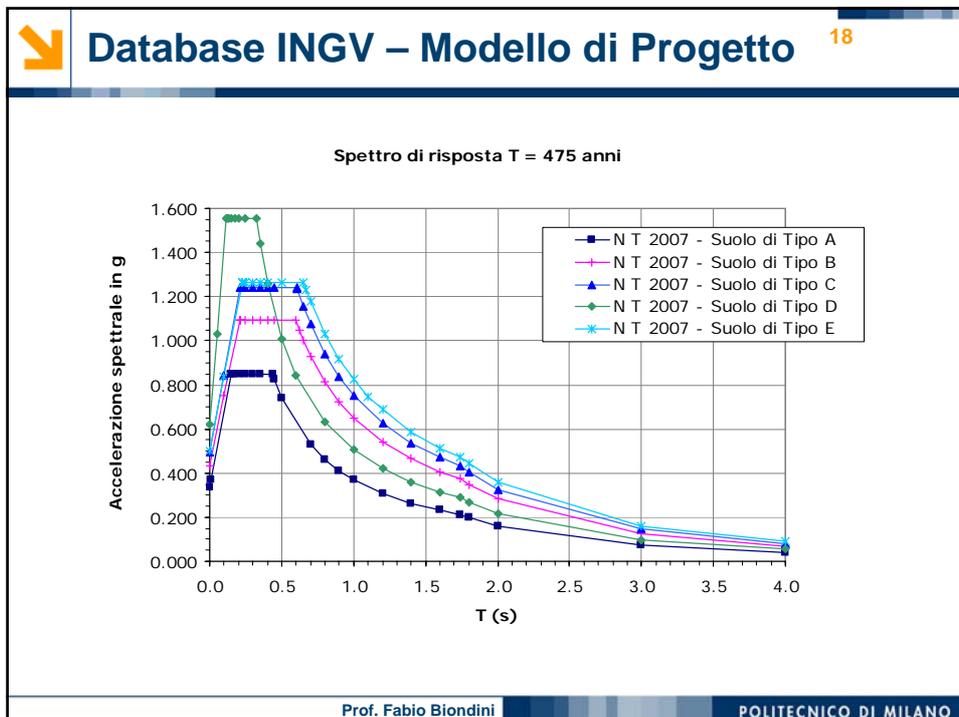
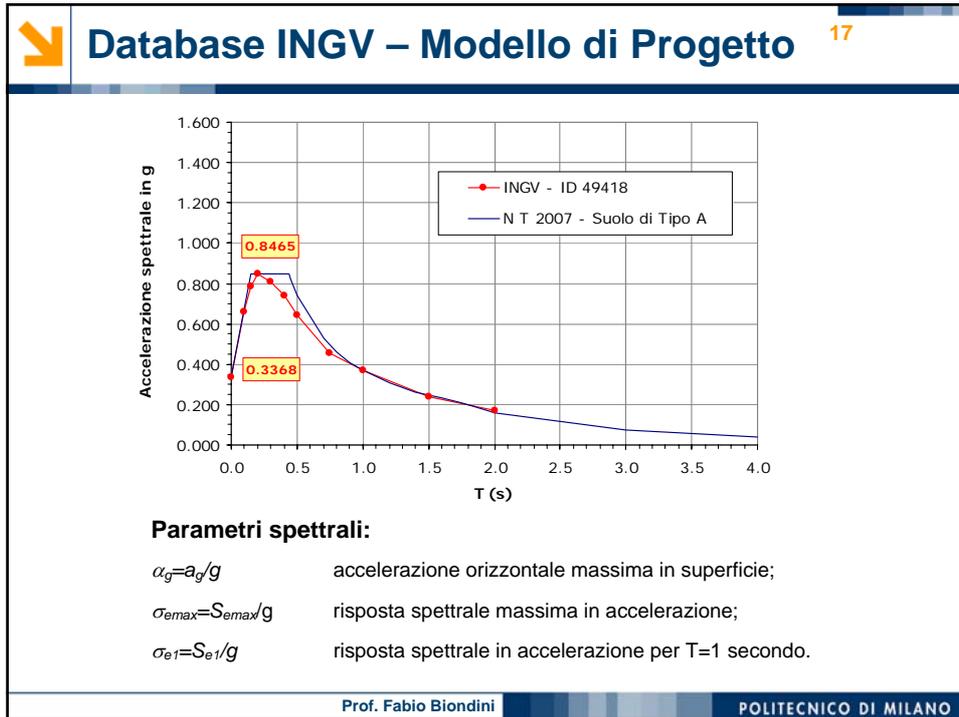
Nota:
 S_{e1} può essere dedotto dalla risposta spettrale massima in velocità S_{Vmax} → $S_{e1}^* = 2 \pi S_{Vmax}$

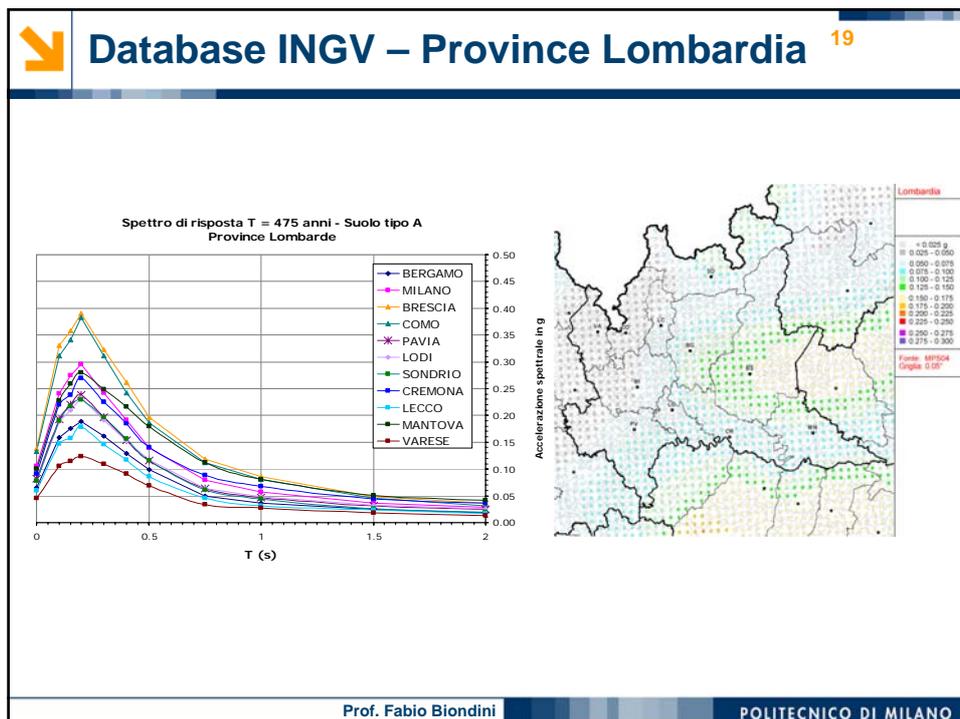
$S = a - b \sigma_{emax}$ $S_{min} \leq S \leq S_{max}$
 $T_B = 0,25 T_C$
 $T_C = C_C \sigma_{e1} / \sigma_{emax}$ $C_C = c(\sigma_{e1} / \sigma_{emax})^d$
 $T_D = 4,0 \alpha_g + 1,6$

	suolo A	suolo B	suolo C	suolo D	suolo E
a	1,00	1,40	1,70	1,90	1,50
b	0,00	0,40	0,60	0,75	0,10
c	2π	4,79	3,60	3,13	3,46
d	0,00	0,20	0,33	0,50	0,40
S_{min}	1,00	1,00	1,00	0,90	1,00
S_{max}	1,00	1,20	1,50	1,80	1,60

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO







20

Parte 2 Analisi Strutturale

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

Analisi di Sistemi SDOF Elastici 21

Forze Statiche Equivalenti

$$m = \frac{W}{g}$$

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

$$F = S_e(T_1) \frac{W}{g} = \alpha_g \beta_e(T_1) W$$

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

Analisi di Sistemi SDOF Elastici 22

Pesi Sismici

$$W = G_k + \sum_i \psi_{Ei} Q_{ki}$$

$$\psi_{Ei} = \psi_{2i} \text{ per SLU}$$

$$\psi_{Ei} = \psi_{0i} \text{ per SLD}$$

DESTINAZIONE	ψ_{2i}	ψ_{0i}
Abitazioni, Uffici	0.30	0.70
Edifici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0.60	0.70
Coperture con neve	0.35	0.70
Magazzini, Archivi	0.80	1.00
Vento	0.00	0.00

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

23

Parte 2.1

Risposta Sismica Anelastica

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

24

Proprietà Sismiche delle Strutture

F

F_m

F_y

K_0

d_y

d_u

d

$K_0 = F_y / d_y$

$F_m = \max F$

$\mu = d_u / d_y$

$K = \partial F / \partial d > 0$

Rigidezza

Resistenza

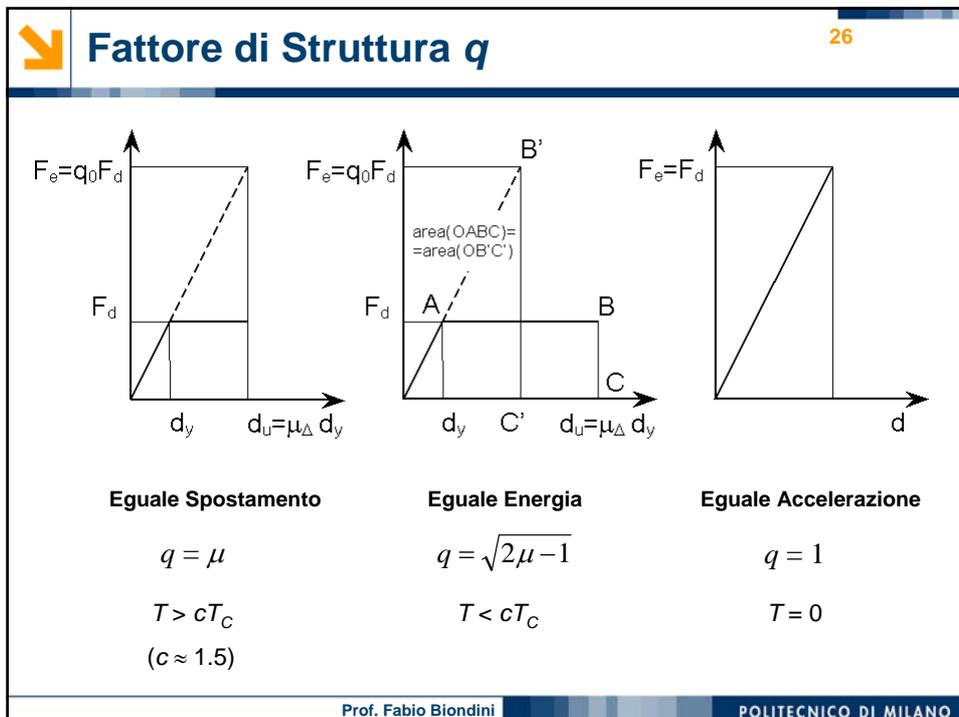
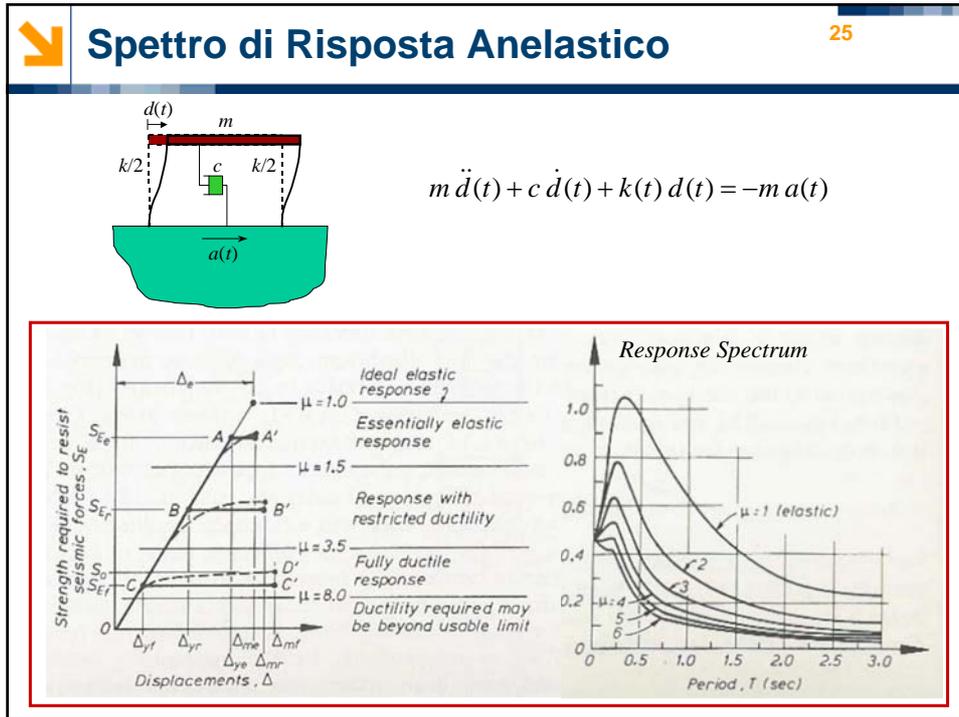
Duttilità

Stabilità

Livelli di definizione:

- Materiale
- Sezione
- Elemento
- Struttura

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO



Spettro di Risposta Anelastico 27

Forma Spettrale di Progetto β_d

$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55$
 $(\eta = 1 \text{ per } \xi = 5\%)$

$$\beta_d = \begin{cases} S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \beta_{0d} - 1) \right] & , 0 \leq T \leq T_B \\ S \eta \beta_{0d} & , T_B < T \leq T_C \\ S \eta \beta_{0d} \frac{T_C}{T} \geq \beta_1 & , T_C < T \leq T_D \\ S \eta \beta_{0d} \frac{T_C T_D}{T^2} \geq \beta_1 & , T > T_D \end{cases}$$

$\beta_{0d} = \beta_0 / q$ ➤ q dipende dai materiali e dalla tipologia strutturale

$\beta_1 = 0.20$ ➤ $q = 1.5$ per la componente verticale

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

Analisi di Sistemi SDOF Anelastici 28

Forze Statiche Equivalenti

$$m = \frac{W}{g} \qquad T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

$$F = S_d(T_1) \frac{W}{g} = \alpha_g \beta_d(T_1) W$$

$$d \cong q d_e$$

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

Ruolo delle Non Linearità Geometriche ²⁹

$\theta = \frac{Nd}{Vh}$

$\left\{ \begin{array}{l} \theta < 0.10 \quad , \text{effetti trascurabili} \\ 0.10 \leq \theta \leq 0.20 \quad , \text{con forze sismiche } F' = F / (1 - \theta) \\ 0.20 < \theta \leq 0.30 \quad , \text{in forma esatta} \\ \theta > 0.30 \quad , \text{situazione non ammessa} \end{array} \right.$

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

Parte 2.2
Metodi di Analisi

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

➤

Metodi di Analisi

31

1. Analisi Lineare

(a) *Analisi statica lineare*

(b) *Analisi modale con spettro di risposta*

2. Analisi Non Lineare

(a) *Analisi statica non lineare (pushover)*

(b) *Analisi dinamica passo-passo*

Prof. Fabio Biondini
POLITECNICO DI MILANO

➤

Analisi Statica Lineare

32

➤ Si considera solo il primo modo di vibrare $d = d(z)$ di periodo $T_1 \leq T_C$

$$F_b = \lambda \alpha_g \beta_d(T_1) W$$

$$W = \sum_j W_j$$

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & , T_1 \leq 2T_C \text{ e } n > 2 \\ 1.00 & , \text{ negli altri casi} \end{cases}$$

➤ La forza sismica F_b si ripartisce in modo proporzionale agli spostamenti di piano

➤ $d = d(z)$ si può assumere *lineare*

$$F_i = F_b \frac{W_i d_i}{\sum_j W_j d_j}$$

➤

Analisi Modale con Spettro di Risposta

33

Coordinate Principali

$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{d}}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{d}}(t) + \mathbf{K} \mathbf{d}(t) = -a(t)\mathbf{M} \mathbf{i}$

$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) \hat{\mathbf{d}} = \mathbf{0}$

ω_n^2 autovalore associato al periodo $T_n = 2\pi / \omega_n, n=1, \dots, N$

$\hat{\mathbf{d}}_n$ autovettore associato alla forma modale $n=1, \dots, N$

$\mathbf{D} = [\hat{\mathbf{d}}_1 \ \hat{\mathbf{d}}_2 \ \dots \ \hat{\mathbf{d}}_N]$ matrice degli autovettori

$m_n = \hat{\mathbf{d}}_n^T \mathbf{M} \hat{\mathbf{d}}_n$ massa modale

$\Gamma_n = \frac{\hat{\mathbf{d}}_n^T \mathbf{M} \mathbf{i}}{m_n}$ fattore di partecipazione

$\mathbf{x}(t) = \mathbf{D} \mathbf{d}(t)$ coordinate principali

Equazioni del moto in coordinate principali:

$$\ddot{x}_n(t) + 2\omega_n \xi_n \dot{x}_n(t) + \omega_n^2 x_n(t) = -\Gamma_n a(t)$$

→ N Sistemi SDOF in moto disaccoppiato sotto l'azione del sisma $\Gamma_n a(t)$

➤

Analisi Modale con Spettro di Risposta

34

Analisi in Coordinate Principali

$$\ddot{x}_n(t) + 2\omega_n \xi_n \dot{x}_n(t) + \omega_n^2 x_n(t) = -\Gamma_n a(t)$$

$S_d(T_n) = \alpha_g \beta_d(T_n) g$

$\max |\ddot{x}_n(t)| = \Gamma_n S_d(T_n)$

$\max |\dot{x}_n(t)| = \Gamma_n S_d(T_n) / \omega_n$

$\max |x_n(t)| = \Gamma_n S_d(T_n) / \omega_n^2$

➔

$\mathbf{d}_n = \max |x_n(t)| \hat{\mathbf{d}}_n$

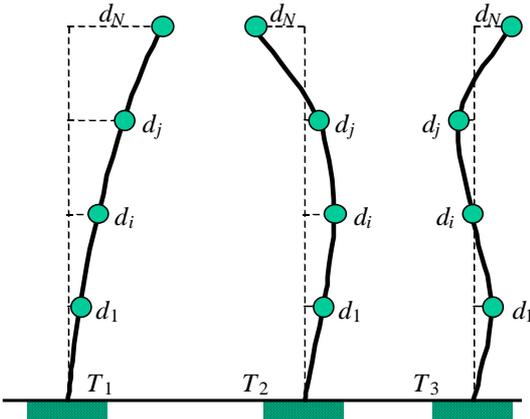
$E_n = E_n(\mathbf{d}_n)$

Prof. Fabio Biondini
POLITECNICO DI MILANO

Analisi Modale con Spettro di Risposta 35

Analisi Statica

➤ Si eseguono $n = 1, \dots, N$ analisi statiche indipendenti, ciascuna con una distribuzione di forze sismiche correlata al corrispondente modo di vibrare



➤ Forza sismica $F_{i,n}$ agente al piano i associata al modo n

$$F_{i,n} = \alpha_g \beta_d(T_n) W_i d_{i,n} \Gamma_n$$

$$\Gamma_n = \frac{\sum_j W_j d_{j,n}}{\sum_j W_j d_{j,n}^2}$$

➔ (\mathbf{d}_n, E_n)

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

Analisi Modale con Spettro di Risposta 36

Sovrapposizione Modale

1. Combinazione SRSS
(Square Root Sum of Squares)

$$d_{i \max} = \sqrt{\sum_{n=1}^N d_{i,n}^2}$$

$$E_{\max} = \sqrt{\sum_{n=1}^N E_n^2}$$

se

$$\tau = \frac{T_m}{T_n} \leq 0.90$$

2. Combinazione CQC
(Complete Quadratic Combination)

$$d_{i \max} = \sqrt{\sum_{n=1}^N \sum_{m=1}^N d_{i,n} \rho_{nm} d_{i,m}}$$

$$E_{\max} = \sqrt{\sum_{n=1}^N \sum_{m=1}^N E_n \rho_{nm} E_m}$$

con

$$\rho_{nm} = \frac{8\xi^2(1+\tau)\tau^{1.5}}{(1-\tau^2) + 4\xi^2\tau(1+\tau)^2}$$

Numero di Modi da considerare: $N^* < N$ con $\begin{cases} \sum_{n=1}^{N^*} m_n \geq 85\% M \\ m_n < 5\% M \quad \forall n > N^* \end{cases}$

37

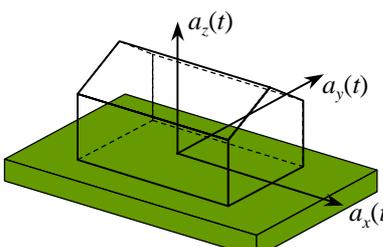
Parte 2.3

Verifiche di Sicurezza

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

38

Combinazione degli Effetti Sismici



$E = E_x + 0.30E_y + 0.30E_z$
 $E = 0.30E_x + E_y + 0.30E_z$
 $E = 0.30E_x + 0.30E_y + E_z$

3 componenti indipendenti del moto

- E_x, E_y, E_z = Effetti dell'azione sismica in direzione x, y, z
- Il simbolo “+” indica combinazione degli effetti

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

➤

Effetti della Componente Verticale

39

➤ Gli effetti della componente verticale del sisma devono essere considerati, eventualmente con riferimento ad uno schema locale dell'elemento strutturale interessato, nei seguenti casi:

- ☑ travi e solai con luce $L > 20$ m;
- ☑ elementi principali (travi e solai) precompressi (*);
- ☑ elementi di piani sospesi;
- ☑ elementi a mensola (con $L > 5$ m per EC8);
- ☑ travi con pilastri in falso;
- ☑ strutture spingenti.

() la condizione da verificare riguarda gli effetti di una spinta verticale diretta verso l'alto associata con i carichi ridotti della combinazione sismica, effetti per i quali la precompressione potrebbe risultare eccessiva.*

Prof. Fabio Biondini
POLITECNICO DI MILANO

➤

Combinazione con le altre Azioni

40

➤ $E + G_k + P_k + \sum_i \psi_{ji} Q_{ik}$

$\psi_{ji} = \psi_{2i}$ per SLU

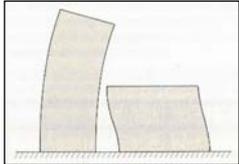
$\psi_{ji} = \psi_{0i}$ per SLD

DESTINAZIONE	ψ_{2i}	ψ_{0i}
Abitazioni, Uffici	0.30	0.70
Edifici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0.60	0.70
Coperture con neve	0.35	0.70
Magazzini, Archivi	0.80	1.00
Vento	0.00	0.00

Prof. Fabio Biondini
POLITECNICO DI MILANO

↘
Verifiche di Sicurezza
41

- **Stati Limite Ultimi (Requisito di Non Collasso)**
 - ✓ Resistenza $E_d \leq R_d$
 - ✓ Duttilità (*Capacity Design*)
 - ✓ Stabilità (*Effetti del secondo ordine*)
 - ✓ Equilibrio (*Ribaltamento, Slittamento, ecc.*)
 - ✓ Efficienza (*Ripartizione, Martellamento, ecc.*)
 - Diaframmi orizzontali con Forze $F'=1.30F$
 - Giunti sismici con dimensione $L_g \geq 2d_{x,max}$
- **Stati Limite di Danneggiamento (Requisito di Limitazione del Danno)**
 - ✓ Controllo degli Spostamenti:



$$d_r \leq \kappa h \quad \kappa = \begin{cases} 0.005 & , \text{collegamenti rigidi} \\ 0.0075 & , \text{collegamenti deformabili} \\ 0.001 & , \text{collegamenti specializzati (EC8)} \end{cases}$$

Prof. Fabio Biondini
POLITECNICO DI MILANO

↘
42

Parte 3

Disposizioni Costruttive

Prof. Fabio Biondini
POLITECNICO DI MILANO

Duttilità Locale e Globale: Caso (1)
43

Strutture in C.A.
 $\mu_\phi \cong 7 \div 8$
 $\mu_\delta \cong 4.0 \div 4.5$

Duttilità della Sezione

$$\mu_\phi = \frac{\chi_u}{\chi_y} = 1 + \frac{\chi_u - \chi_y}{\chi_y} = 1 + \frac{\chi_p}{\chi_y} = 1 + \mu_p$$

Duttilità dell'Elemento

$$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y} = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\delta_y} = 1 + \frac{\delta_p}{\delta_y}$$

$\delta_y \cong \chi_y h^2 / 6$
 $\delta_p \cong \phi_p h = \chi_p h_p h$
 $h_p \cong 0.083h$, se $(f_t / f_y) \geq 1.15$

$$\mu_\delta \cong 1 + 0.5\mu_p = \frac{1}{2}(1 + \mu_\phi)$$

Caso (1): Strutture Gettate in Opera

Prof. Fabio Biondini
POLITECNICO DI MILANO

Gerarchia delle Resistenze: Caso (1)
44

Duttilità della Struttura

$n = 4$
 $\mu_\delta = 4.5$
 $d_y \cong n\delta_y$

1. Weak Beams and Strong Columns

$$\mu_\Delta = \frac{d_u}{d_y} = \frac{d_y + d_p}{d_y} \cong \frac{n\delta_y + n\delta_p}{n\delta_y} = \mu_\delta$$

$d_p \cong n\delta_p$
 $\mu_\Delta = 4.5$

2. Strong Beams and Weak Columns

$$\mu_\Delta = \frac{d_u}{d_y} = \frac{d_y + d_p}{d_y} \cong \frac{n\delta_y + \delta_p}{n\delta_y} = 1 + \frac{1}{n}(\mu_\delta - 1)$$

$d_p = \delta_p$
 $\mu_\Delta = 1.75$

➤

Duttilità Locale e Globale: Caso (2)

45

Strutture in C.A.
 $\mu_\phi \cong 7 \div 8$
 $\mu_\delta \cong 4.0 \div 4.5$

Duttilità della Sezione

$$\mu_\phi = \frac{\chi_u}{\chi_y} = 1 + \frac{\chi_u - \chi_y}{\chi_y} = 1 + \frac{\chi_p}{\chi_y} = 1 + \mu_p$$

Duttilità dell'Elemento

$$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y} = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\delta_y} = 1 + \frac{\delta_p}{\delta_y}$$

$\delta_y \cong 2(\chi_y h^2 / 6)$
 $\delta_p \cong \phi_p h = \chi_p h_p h$
 $h_p \cong 0.083(2h)$, se $(f_t / f_y) \geq 1.15$

$$\mu_\delta \cong 1 + 0.5\mu_p = \frac{1}{2}(1 + \mu_\phi)$$

Caso (2): Strutture Prefabbricate

Prof. Fabio Biondini
POLITECNICO DI MILANO

➤

Gerarchia delle Resistenze: Caso (2)

46

Duttilità della Struttura

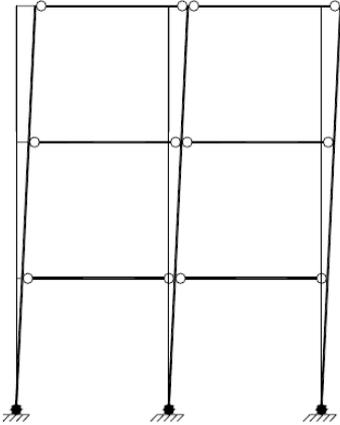
$$n = 3 \quad \mu_\delta = 4.0 \quad \mu_\Delta = \frac{d_y + d_p}{d_y} \cong \frac{n\delta_y + i\delta_p}{n\delta_y} = 1 + \frac{i}{n}(\mu_\delta - 1)$$

$i = 1$
 $\mu_\Delta = 2.0$

$i = 2$
 $\mu_\Delta = 3.0$

$i = 3$
 $\mu_\Delta = 4.0 \cong \mu_\delta$

Fattore di Struttura 47



Strutture Flessibili
↓
Principio di eguale spostamento

$$q \equiv \mu_{\Delta} = 4.0$$

F. BIONDINI, G. TONIOLO, G. TSIONIS
Progettazione sismica di strutture pluripiano prefabbricate con travi incernierate - Parte I e Parte II.
Atti 15° Congresso CTE, Bari, 4-6 Novembre 2004.

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

Capacità Dissipative della Struttura 48

➤ Il **fattore di struttura q** tiene conto globalmente delle capacità dissipative del sistema strutturale e dipende dai seguenti aspetti:

<ul style="list-style-type: none">☑ Duttilità degli elementi → Particolari costruttivi☑ Modalità di collasso → Criteri di dimensionamento	➤	<i>Disposizioni Costruttive a Livello Locale</i>
<ul style="list-style-type: none">☑ Tipologia strutturale → Sistema sismo-resistente☑ Regolarità strutturale → Morfologia in pianta ed in elevazione	➤	<i>Disposizioni Costruttive a Livello Globale</i>

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

49

Parte 3.1 Criteri di Dimensionamento

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

50

Travi

➤ Al fine di escludere crisi per taglio, il valore del taglio di calcolo da assumere per le verifiche è quello prodotto dall'applicazione simultanea dei carichi gravitazionali e dei momenti resistenti di estremità amplificati di un opportuno coefficiente di sicurezza.

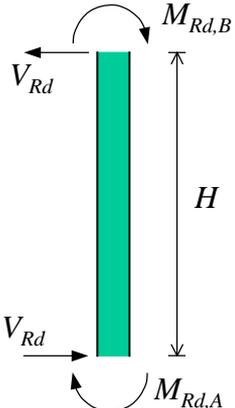
$$V_{Sd} = V_g \pm \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,A} + M_{Rd,B}}{L}$$

$\gamma_{Rd} = 1.20$

Criteri di Dimensionamento 51

Pilastrì (1)

➤ Al fine di escludere crisi per taglio, il valore del taglio di calcolo da assumere per le verifiche è quello prodotto dall'applicazione dei momenti resistenti di estremità amplificati di un opportuno coefficiente di sicurezza.



$$V_{Sd} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,A} + M_{Rd,B}}{H}$$

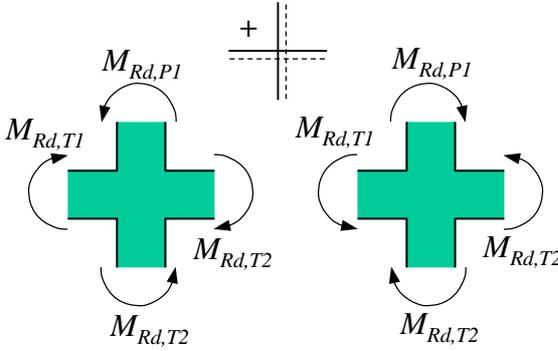
$\gamma_{Rd} = 1.20$

N.B. In presenza di tamponamenti l'altezza H si riferisce alla parte di pilastrò priva di tamponamento.

Criteri di Dimensionamento 52

Pilastrì (2)

➤ Al fine di evitare la crisi flessionale prematura dei pilastrì, i momenti flettenti agenti di calcolo nei pilastrì vengono moltiplicati per un opportuno coefficiente di amplificazione.



Analisi → $M_{Sd,P}$

$$\alpha = \gamma_{Rd} \left| \frac{\sum M_{Rd,T}}{\sum M_{Sd,P}} \right|$$

$\gamma_{Rd} = 1.20$

$$M_{Sd,P}^* = \alpha M_{Sd,P}$$

53

Criteri di Dimensionamento

Nodi Trave-Pilastro (1)

Azioni su un nodo trave-pilastro

54

Criteri di Dimensionamento

Nodi Trave-Pilastro (2)

Meccanismi di trasmissione del taglio in un nodo trave-colonna

55 Criteri di Dimensionamento

Nodi Trave-Pilastro (3)

- *Nodi interamente confinati*: nodi per i quali in ognuna delle quattro facce verticali del pilastro si innesta una trave (per questi nodi la verifica si assume soddisfatta).
- *Nodi non interamente confinati*: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.

Nodi esterni *Nodi interni*

56 Criteri di Dimensionamento

Nodi Trave-Pilastro (4)

- Nei nodi non interamente confinati occorre disporre una staffatura orizzontale (n_{st} staffe di area A_{st} disposte ad interasse i) proporzionata in funzione delle resistenze dei materiali e della larghezza utile del nodo.

$$\frac{n_{st} A_{st}}{ib} \geq 0.15 \frac{R_{ck}}{f_{yk}}$$

(a) $b_l = b_c$
or
 $b_l = b_w + 0.5 h_c$
Whichever is smaller

(b) $b_l = b_w$
or
 $b_l = b_c + 0.5 h_c$

Larghezza utile del nodo $b=b_j$ (EC8)

In the case of an eccentricity "e" between the centre lines of the Beam and Column

$$b_j = \frac{1}{2} \left[b_w + b_c + \frac{1}{2} h_c \right] - e$$

57

Parte 3.2 Particolari Costruttivi

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

58

Particolari Costruttivi

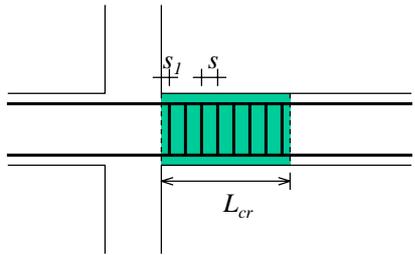
Travi (1)

- Larghezza sezione: $b \geq 20$ cm ($b_{trave} \leq b_{pilastro}$ per travi a spessore).
- Rapporto geometrico armatura $\rho = A_s/bh$: $1.4 \leq \rho f_{yk} \leq 7$.
- Almeno 2 barre longitudinali inferiori e superiori con $\varnothing \geq 12$ mm.
- Armatura superiore alle estremità delle travi $\rho' \geq 0.50\rho$ per una lunghezza $\geq 2d$.
- Disposizione armatura superiore alle estremità delle travi:
 - ☑ $A_s^* \geq 0.75A_s$ disposta entro la larghezza dell'anima b_w ;
 - ☑ A_s entro una fascia di soletta $b_{eff} = b_p$ in assenza di una trave ortogonale;
 - ☑ A_s entro una fascia di soletta $b_{eff} = (b_p + 2h_s)$ in presenza di una trave ortogonale.

➤ Particolari Costruttivi
59

Travi (2)

➤ Alle estremità delle travi nelle zone di attacco con i pilastri deve essere prevista un'armatura trasversale di contenimento realizzata con staffe di diametro $\varnothing \geq 6$ mm disposte su una lunghezza L_{cr} ad un passo s :



$$L_{cr} = 2d$$

$$s \leq \min \left\{ \frac{d}{4}; 150 \text{ mm}; 6\varnothing_{l\text{min}} \right\}$$

$$s_1 \leq 50 \text{ mm}$$

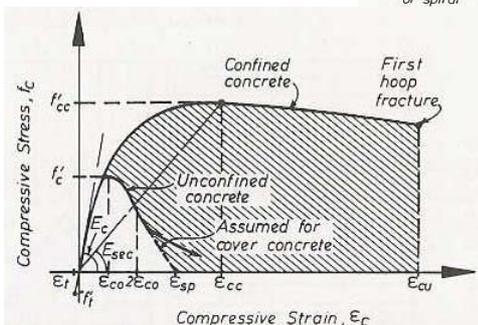
con la prima staffa posta a distanza ≤ 50 mm dalla sezione a filo pilastro.

Prof. Fabio Biondini
POLITECNICO DI MILANO

➤ Particolari Costruttivi
60

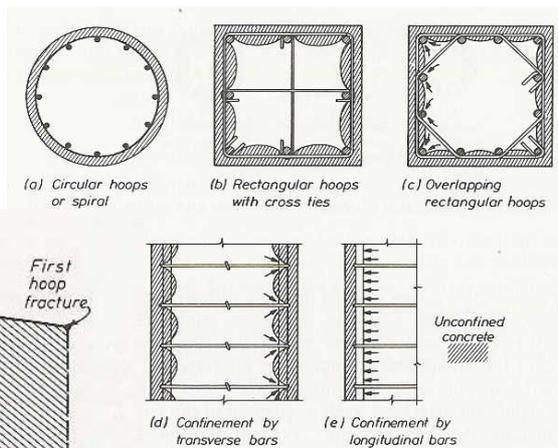
Pilastri (1)

Effetti del confinamento del calcestruzzo



Compressive Stress, f_c

Compressive Strain, ϵ_c



(a) Circular hoops or spiral

(b) Rectangular hoops with cross ties

(c) Overlapping rectangular hoops

(d) Confinement by transverse bars

(e) Confinement by longitudinal bars

Prof. Fabio Biondini
POLITECNICO DI MILANO

▶ **Particolari Costruttivi**
61

Pilastrini (2)

- ▶ Larghezza sezione: $b \geq 30 \text{ cm}$ ($b_{\min} / b_{\max} > 0.3$).
- ▶ Rapporto geometrico armatura $\rho = A_{st} / A_c$
 $1\% \leq \rho \leq 4\%$.
- ▶ Distanza tra le barre $i \leq 250 \text{ mm}$
($i \leq 150 \text{ mm}$ per barre non contenute da staffe).
- ▶ Alle estremità del pilastro una barra ogni due e tutte le barre d'angolo devono essere contenute da staffe con $\varnothing \geq 8 \text{ mm}$ o legature con $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$ disposte su una lunghezza L_{cr} ad un passo s :

$$L_{cr} = \max \left\{ b_{\max}; 450 \text{ mm}; \frac{H}{6} \right\}$$

$$s \leq \min \left\{ \frac{b_{\min}}{4}; 150 \text{ mm}; 6\varnothing_{l_{\min}} \right\}$$

▶ **Particolari Costruttivi**
62

Nodi Trave-Pilastro

- ▶ Sono da evitare eccentricità fra gli assi di trave e pilastro, e comunque $e \leq b_p / 4$.
- ▶ Le armature longitudinali devono attraversare il nodo senza giunzioni. Qualora ciò non risulti possibile:
 - (1) le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia;
 - (2) la lunghezza d'ancoraggio l_a , calcolata per una tensione nelle barre di $1.25f_{yk}$, deve essere misurata a partire da una distanza di $6\varnothing$ dalla faccia interna del pilastro.
- ▶ Nei nodi *non confinati* devono essere disposte staffe di contenimento in misura non inferiore a quanto previsto nelle zone del pilastro adiacenti al nodo.

63

Parte 3.3

Sistema Sismo-Resistente

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

64

Sistema Sismo-Resistente

Diaframmi Orizzontali

The diagrams illustrate the horizontal diaphragms of a seismic-resistant system. On the left, a 3D perspective shows a rectangular diaphragm with dimensions R_1 , R_2 , and R_1 , subjected to a horizontal force R and a distributed load $q = R/l$. Below this, three 2D cross-sections show the load distribution and reaction forces:

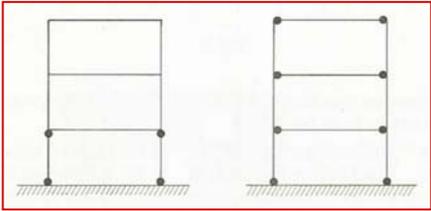
- Section 1: A simply supported beam with reactions $R/4$, $R/2$, and $R/4$.
- Section 2: A beam with reactions $3R/16$, $5R/8$, and $3R/16$.
- Section 3: A beam with reactions $R/3$, $R/3$, and $R/3$.

On the right, two plan views of diaphragms are shown. The top view is a rectangular diaphragm with a central opening, and the bottom view is an irregular diaphragm with a central opening and a sloped wall. Both are subjected to a distributed load q and vertical reaction forces.

Sistema Sismo-Resistente 65

Controventi Verticali - Telai

Filosofia del Capacity Design
Piani "deboli" da evitare

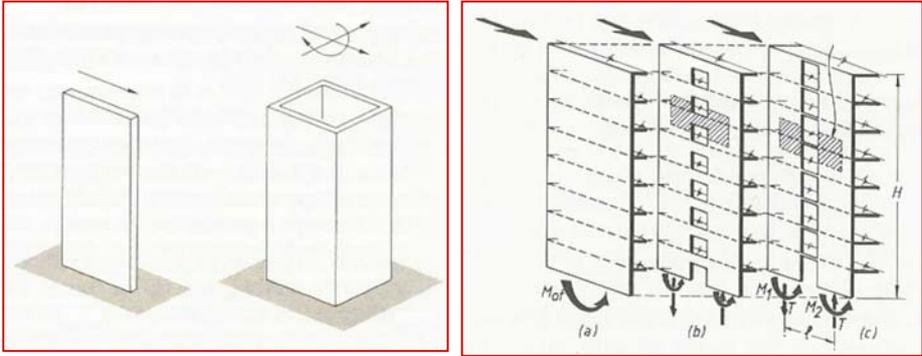


Olive View Hospital
San Fernando
California Earthquake
1971

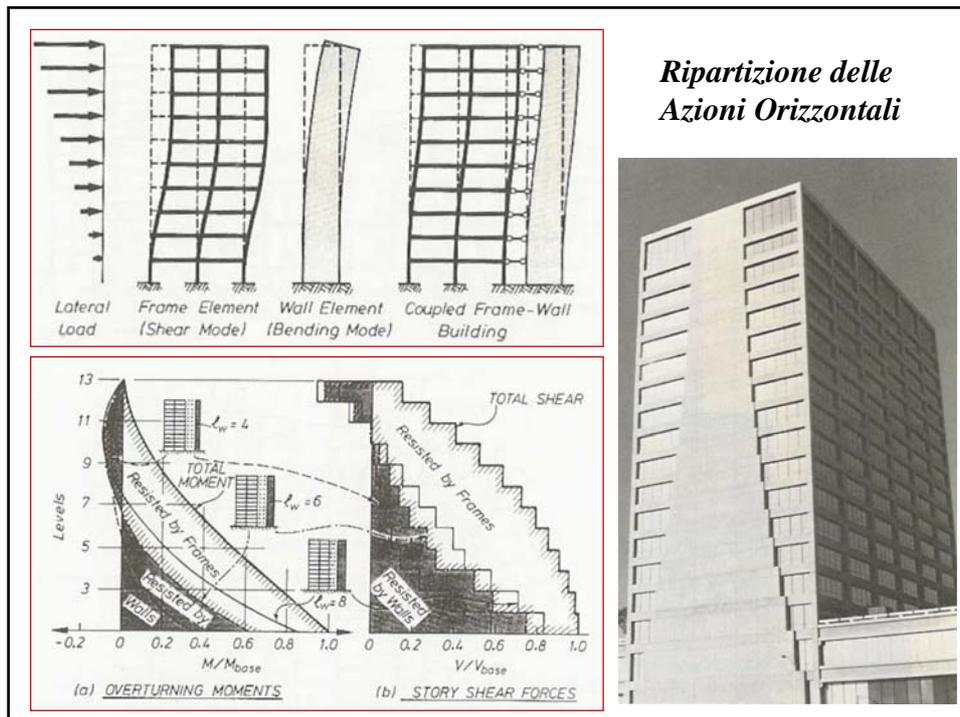


Sistema Sismo-Resistente 66

Controventi Verticali - Pareti e Nuclei in C.A.



Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO



68

Sistema Sismo-Resistente

Distribuzione in Pianta dei Controventi

The figure shows two floor plan diagrams on the left. The top one shows a rectangular floor plan with two vertical bracing walls. The bottom one shows a larger rectangular floor plan with two vertical bracing walls and a horizontal bracing wall. To the right is a table summarizing the distribution of bracing in a seismic-resistant system.

MENSOLE	SISTEMA SISMO-RESISTENTE			
	LABILE PER		ISOSTATICO	IPERSTATICO
	TRASLAZIONE	ROTAZIONE		
2				
3				
4				

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

↘
Sistema Sismo-Resistente
69

Effetti Torcenti

eccentricità accidentale al piano i
 $e_i = \pm 0.05L_i$

$x_C = \frac{\sum_i k_{yi} x_i}{\sum_i k_{yi}}$	$x_G = \frac{\sum_i m_{yi} x_i}{\sum_i m_{yi}}$	$e_x = x_G - x_C$	$M_{Tx} = F_y e_x$
$y_C = \frac{\sum_i k_{xi} y_i}{\sum_i k_{xi}}$	$y_G = \frac{\sum_i m_{xi} y_i}{\sum_i m_{xi}}$	$e_y = y_G - y_C$	$M_{Ty} = F_x e_y$

Prof. Fabio Biondini
POLITECNICO DI MILANO

↘

70

Parte 3.4
Morfologia Strutturale

Prof. Fabio Biondini
POLITECNICO DI MILANO

➤

Morfologia Strutturale in Pianta

71

Aspetti Dimensionali

- Forze di piano elevate
- Sensibilità alle azioni torcenti
- Asincronia del moto
- Piccola rigidezza dei diaframmi di piano

➤

Morfologia Strutturale in Pianta

72

Forma (Semplicità e Simmetria)

CONVEX (SIMPLE)

convex: it is impossible to connect any two points within the figure by a line which passes across the figure's boundary

convex = simple
(to avoid optical connotation)

SIMPLE plan shapes

CONCAVE (COMPLEX)

concave: two points within the figure can be connected by a line which passes across the figure's boundary

concave = complex
(to avoid optical connotation)

COMPLEX plan shapes

Morfologia Strutturale in Pianta 73

Forma (Semplicità e Simmetria)

PARTE RIGIDA

PARTE FLESSIBILE

FORMA		
SEMPLICE	ABBASTANZA SEMPLICE	COMPLESSA
	$L_1 > L_2, L_1/L_2 \geq 1$	$L_1 > L_2, L_1/L_2 \neq 0$

San Marcos Building, Santa Barbara California Earthquake, 1925

Morfologia Strutturale in Pianta 74

Forma (Semplicità e Simmetria)

C	D	G	H
M	N	Q	R

Morfologia Strutturale in Elevazione 75

Forma (Semplicità, Simmetria e Tipologia)

FORMA		POLOGIA			
CONVEXA (SEMPLICE)	CONCAVA (COMPLESSA)	DUE	UNO	NESSUNO	
		A	B	C	
		D	E	F	
		G	H	I	
		L	M	N	

Morfologia Strutturale in Elevazione 76

Forma (Semplicità, Simmetria e Tipologia)

FORMA		
SEMPLICE	ABBASTANZA SEMPLICE	COMPLESSA
	$L_1/L \leq 1$	$L_1/L > 0$
	$(L_1 + L_2)/L \leq 1$	$L_1/L \geq 0$

Morfologia Structurale in Elevazione 77

Forma (Semplicità, Simmetria e Tipologia)

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

Distribuzione delle Masse 78

Uniformità e Simmetria

	MASSA	UNIFORME	NON UNIFORME
SIMMETRICA		A	B
NON SIMMETRICA		C	D

 **Criteri di Regolarità Strutturale** 79

- Un edificio si considera *regolare in pianta* se:
 - ☑ Configurazione compatta e approssimativamente simmetrica in due direzioni ortogonali in relazione a masse e rigidezze.
 - ☑ Rapporto dei lati del rettangolo circoscritto inferiore a 4.
 - ☑ Eventuali rientri e sporgenze non superano il 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza.
 - ☑ I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano.
- Un edificio si considera *regolare in elevazione* se:
 - ☑ I sistemi sismo-resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza.
 - ☑ Le variazioni di massa e rigidezza da un piano all'altro sono minori del 20%.
 - ☑ Le variazioni del rapporto fra resistenza effettiva e richiesta dal calcolo da un piano all'altro varia fra 0.85 e 1.15.
 - ☑ Eventuali restringimenti della sezione dell'edificio avvengono con rientri non maggiori del 30% della dimensione corrispondente al primo piano e non maggiori del 10% della dimensione corrispondente al piano sottostante.

 80

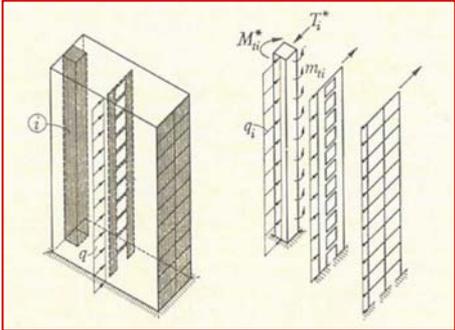
Parte 3.5
Scelta del Modello e Fattore di Struttura

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

Modello Strutturale e Analisi Lineare 81

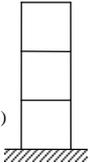
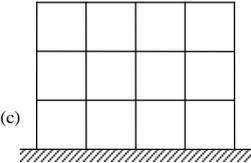
Regolarità in Pianta	Regolarità in Elevazione	Modello Strutturale	Analisi Lineare
Si	Si	2D	Statica
Si	No	2D	Modale
No	Si	3D	Statica
No	No	3D	Modale

Per strutture regolari in pianta ed in elevazione si possono adottare due modelli piani nelle due direzioni principali

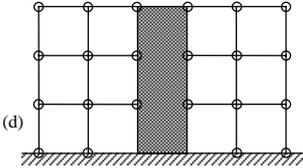
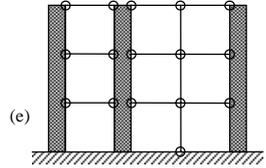


Sistemi Sismo-resistenti 82

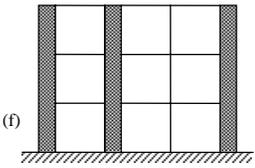
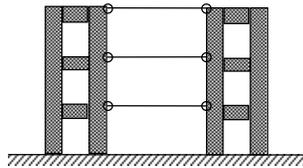
SISTEMI A TELAIO

SISTEMI A PARETI NON ACCOPPIATE

SISTEMI MISTI E A PARETI ACCOPPIATE

Sistemi Sismo-resistenti 83

SISTEMI A NUCLEO
Torsionalmente Rigidi e Torsionalmente Flessibili

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

Fattore di Struttura q 84

TIPOLOGIA	CD''B''	CD''A''
SISTEMI A TELAIO E MISTI	$3,0 \alpha_u / \alpha_l$	$4,5 \alpha_u / \alpha_l$
SISTEMI A PARETI NON ACC.	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_l$
SISTEMI A NUCLEO RIGIDO	3,0	4,0
TORSIONALMENTE FLESSIBILI	2,0	3,0

➤ Per **strutture irregolari** (in pianta) o in elevazione i valori vanno ridotti del **20%**

➤ α_u / α_l = **coefficiente di sovreresistenza**, con α_u e α_l moltiplicatori dei carichi rispettivamente al collasso globale ed alla prima plasticizzazione localizzata.

TIPOLOGIA	α_u / α_l
TELAIO MONOPIANO	1,1
TELAIO PLURIP. 1 CAMPATA	1,2
TELAIO PLURIP. PIU' CAMPATE	1,3
2 PARETI NON ACCOPPIATE	1,0
PIU' PARETI NON ACCOPPIATE	1,1
PARETI ACCOPPIATE O MISTI	1,2

Strutture Prefabbricate 85

(a) (b)

CONTINUITÀ DI FORZE E MOMENTI

(c) (d)

CONTINUITÀ DI FORZE

(e) (f)

DISCONTINUITÀ DI FORZE E MOMENTI

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO

Strutture Prefabbricate 86

TIPOLOGIA	q_0 per CD" B"	q_0 per CD" A"
a - TELAI CON UNIONI MONOLITICHE (COME SISTEMI A TELAIO)	$3,0 \alpha_w/\alpha_1$	$4,5 \alpha_w/\alpha_1$
b - TELAI MONOPIANO CON UNIONI A CERNIERA (COME SISTEMI A TELAIO)	3,0	4,5
c - TELAI PLURIPIANO CON UNIONI A CERNIERA (COME SISTEMI A PARETE)	3,0	4,0
d - TELAI MONOPIANO ISOSTATICI CON APPOGGI SCORREVOLI	2,5	3,5
e - STRUTTURE A GRANDI PANNELLI	3,0	$4,0 \alpha_w/\alpha_1$
f - STRUTTURE A CELLE MONOLITICHE	2,0	3,0

Prof. Fabio Biondini POLITECNICO DI MILANO



Zone a Bassa Sismicità

87

- Verifica efficacia dei diaframmi orizzontali
- Solo componenti orizzontali del sisma
- $S_d(T_1)/g=0,05$
- Analisi Statica Lineare
- Progettazione in classe di Duttilità B
- Verifica del solo SLU

Prof. Fabio Biondini

POLITECNICO DI MILANO