



Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003

“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”

ESEMPIO DI PROGETTAZIONE DI UN EDIFICIO IN C.A.

***Tratto dalla Collana di Manuali per la Progettazione secondo le Norme
tecniche per le costruzioni in zona sismica di cui all’Ordinanza 3274/03***

Volume 2 “Edifici con struttura in cemento armato in zona sismica”

Felice Carlo PONZO

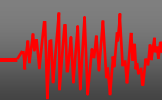
Ricercatore di Tecnica delle Costruzioni, Università della Basilicata.

Docente di Costruzioni in acciaio e legno

Membro Commissione ReLuis - Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica

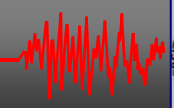


ORDINE DEGLI
INGEGNERI
PROVINCIA DI POTENZA



La filosofia dell'Ordinanza 3274/03:

- per il terremoto dello Stato Limite Ultimo (SLU) non è accettabile che l'edificio possa resistere elasticamente e dunque i materiali e le sezioni vanno verificate in campo anelastico. Questo è il motivo per cui si adotta il calcolo allo Stato Limite Ultimo per flessione, pressoflessione e taglio degli elementi.
- si devono utilizzare metodi che consentano di tenere in conto la capacità della struttura di dissipare energia in campo plastico, introducendo il "fattore di struttura" per ridurre le accelerazioni elastiche, pervenendo, in tal modo, allo spettro di progetto per lo SLU.
- per ottenere il previsto fattore di struttura e dunque un'adeguata capacità dissipativa, si deve intervenire con un complesso di regole, sui materiali, sulla geometria degli elementi e sui dettagli costruttivi, più o meno restrittive a seconda che si progetti in classe di duttilità A o B, che verranno brevemente descritte nel seguito e che portano alla necessaria *duttilità* ed al rispetto della *gerarchia delle resistenze*.
- Infine, per il terremoto ridotto, corrispondente ad una maggiore probabilità che si verifichi durante la vita della struttura e che definisce lo Stato Limite di Danno, cioè facendo riferimento allo spettro di risposta elastico ridotto del fattore 2,5, si deve verificare che gli spostamenti relativi di piano siano inferiori ai limiti che l'esperienza ha dimostrato rendere inagibile la struttura (si veda anche Manuale 1 sezione 3.3.2).



•Progettazione di un edificio in c.a. a 4 piani

•Zona sismica 1

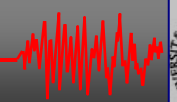
Conoscenza del Comune in cui è ubicato l'edificio da progettare per risalire alla categoria di appartenenza (*Ord. N.3274/03 "Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone)*

Indicativo ISTAT	Denominazione	Regione	Categoria decreti 1984	Categoria Proposta 1998	Zona ai sensi dell'ordinanza 3274
.....
17076062	PIGNOLA	BASILICATA	II	I	I
17076063	POTENZA	BASILICATA	II	I	I
17076064	RAPOLLA	BASILICATA	I	I	I

•Suolo di classe C

Suolo caratterizzato da velocità media di propagazione entro 30m di profondità delle onde di taglio V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s (depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, ovvero resistenza penetrometrica $15 < N_{SPT} < 50$, o con coesione drenata $70 < C_u < 250$ kPA

•Classe di duttilità ALTA (CD "A")



NORME DI RIFERIMENTO

Ordinanza del P.C.M N3274/2003: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.

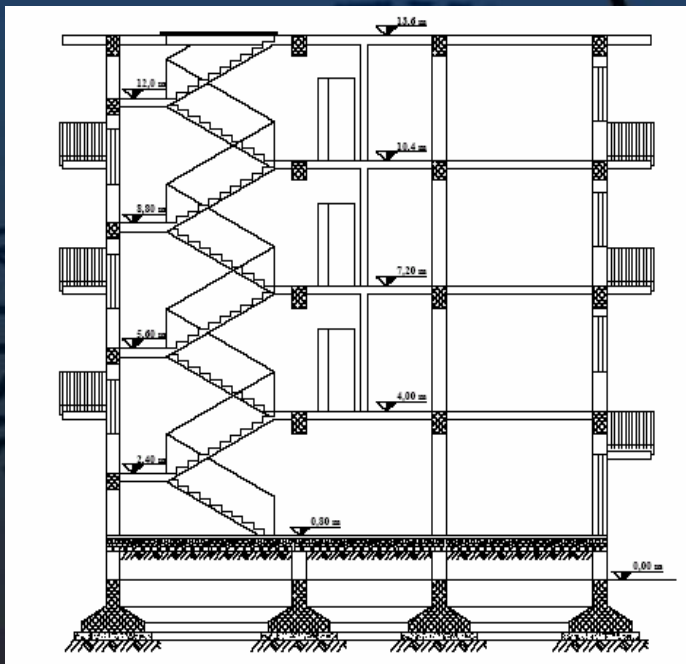
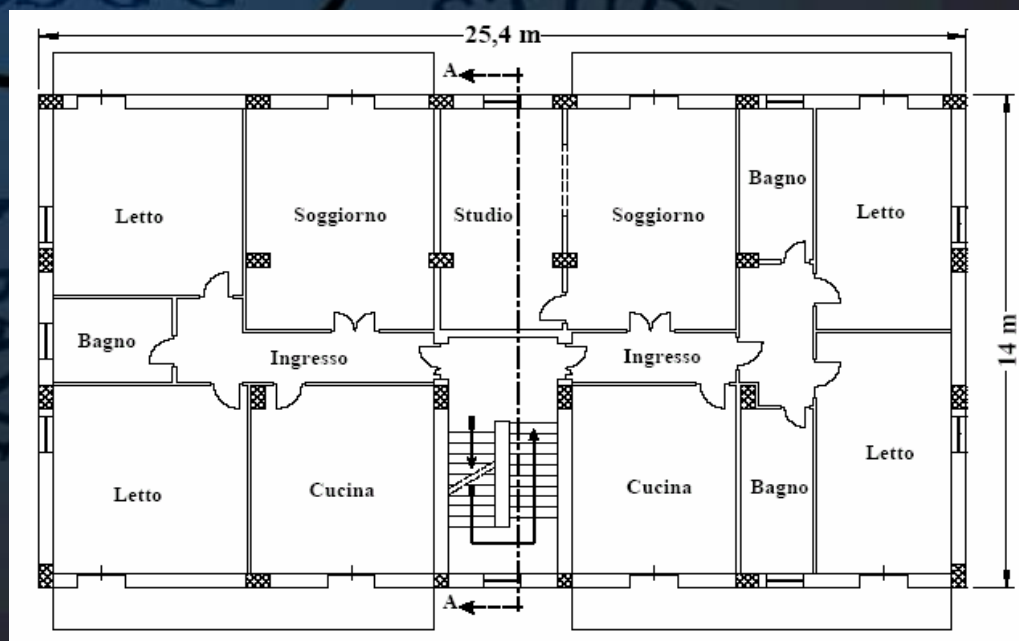
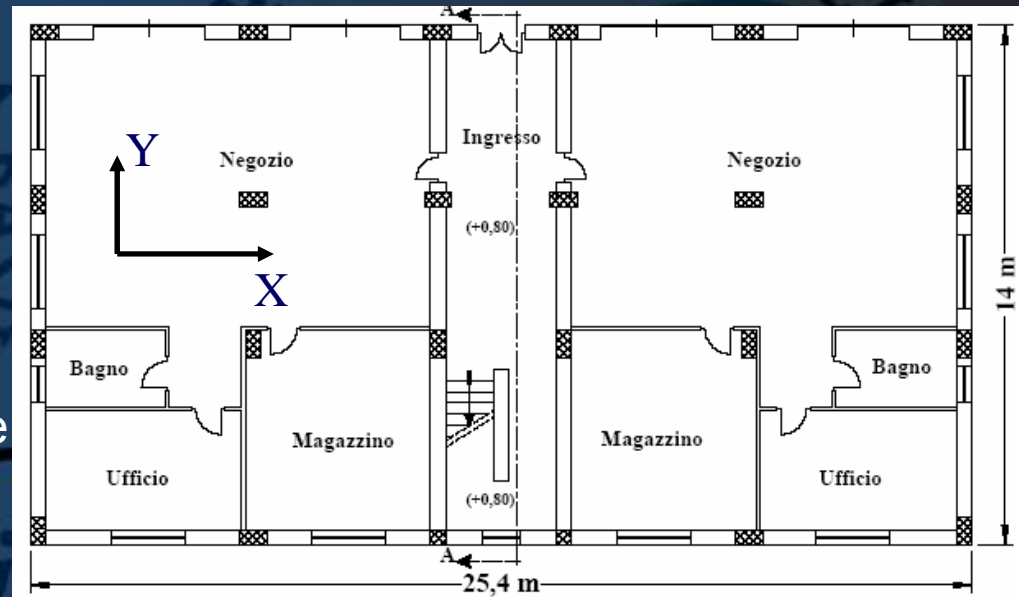
Circolare 4 luglio 1996 n.156: “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16 Gennaio 1996”

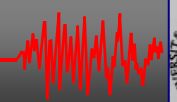
D.M 16 gennaio 96: Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”

D.M. 9 gennaio 1996: “Norme per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”

PROGETTO ARCHITETTONICO

- Criteri di Regolarità – Par.4.3.1
- Distribuzione pilastri
~ 50% con asse forte in direzione X
~ 50% con asse forte in direzione Y
In modo da centrifugare al massimo le rigidità perimetrali ed avere rigidità globali confrontabili nelle due direzioni in pianta

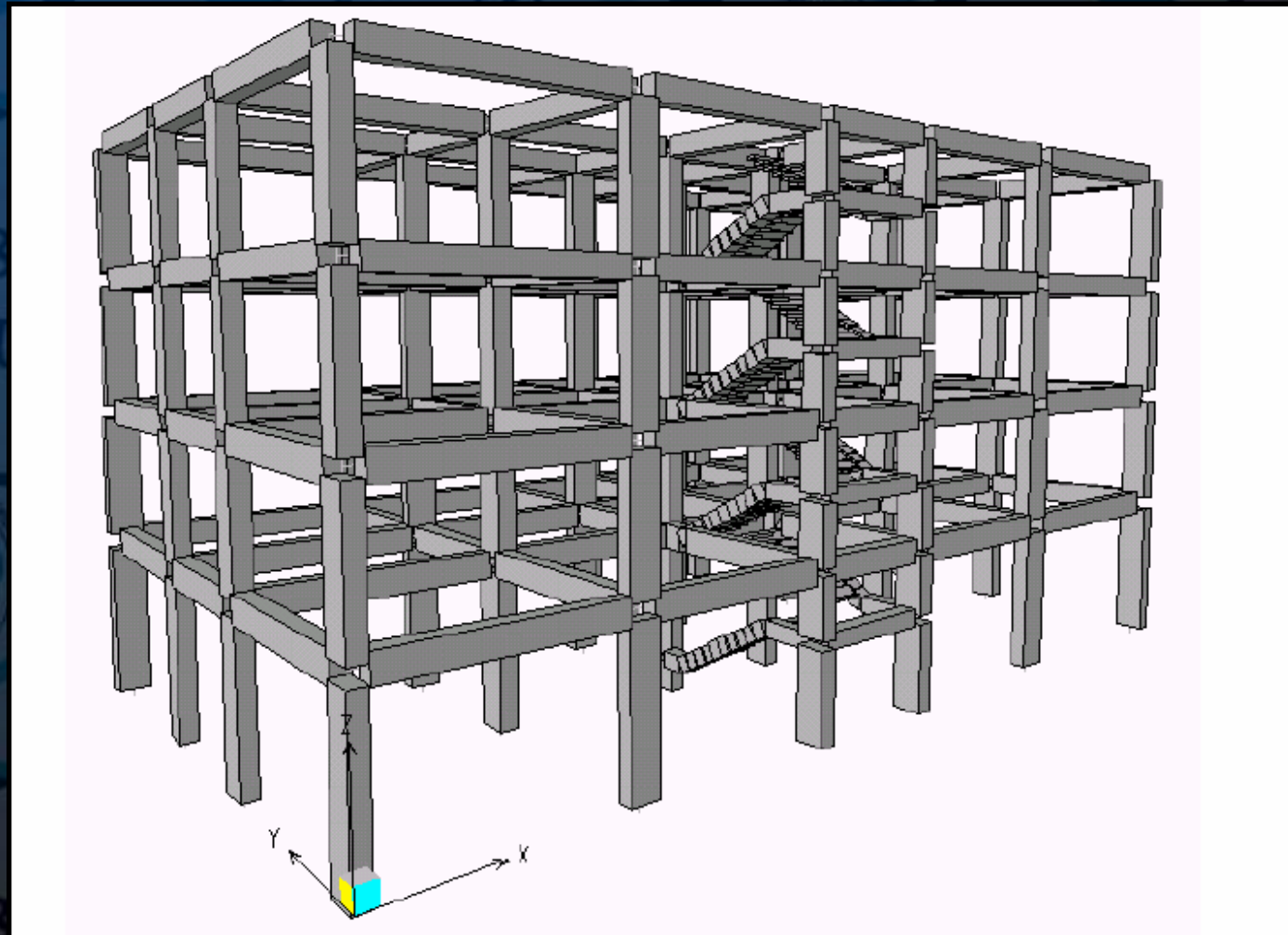




- Struttura simmetrica in pianta rispetto ad Y
- Asimmetrica rispetto ad X

VISTA 3D DEL TELAI0

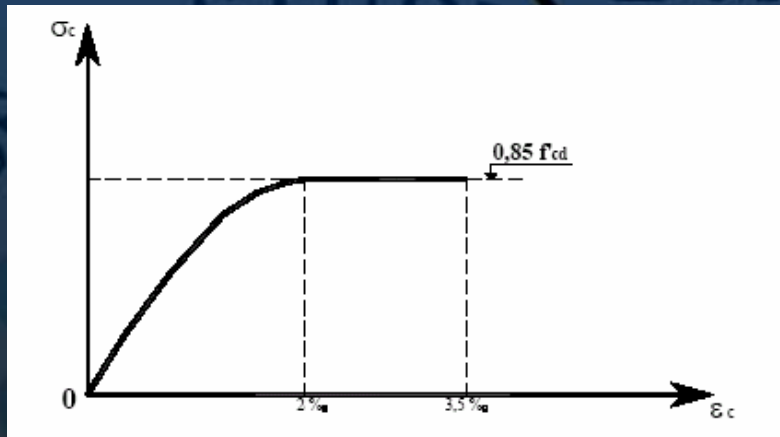
- 4 piani
- Vano scala
- 24 pilastri
- 4 telai dir. X
- 6 telai dir. Y



MATERIALI e RESISTENZE DI CALCOLO

Caratteristiche dei materiali (Punto 5.2)

- Calcestruzzo $R_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio in barre FeB44k



Resistenze di calcolo
(D.M. 9 gennaio 1996)

Resistenza di calcolo CLS

$$f'_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{R_{ck} \cdot 0,83}{\gamma_c} = \frac{25 \cdot 0,83}{1,6} = 13,0 \text{ N/mm}^2$$

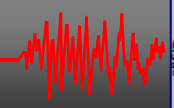
$$f_{cd} = 0,85 \cdot f'_{cd} = 11,0 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico CLS

$$E_c = 5700 \sqrt{R_{ck}} = 5700 \sqrt{25} = 28500 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo ACCIAIO

$$f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{430}{1,15} = 374 \text{ N/mm}^2$$



AZIONE SISMICA - SPETTRO ELASTICO

Accelerazione orizzontale massima

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

Terreno di fondazione

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

Tale valore di a_g costituisce l'accelerazione su suolo rigido che, nella zona considerata, ha periodo di ritorno 475 anni oppure probabilità del 10% di essere superata in 50 anni.

$$0 \leq T < T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right)$$

$$T_B \leq T < T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T < T_D$$

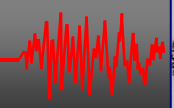
$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T$$

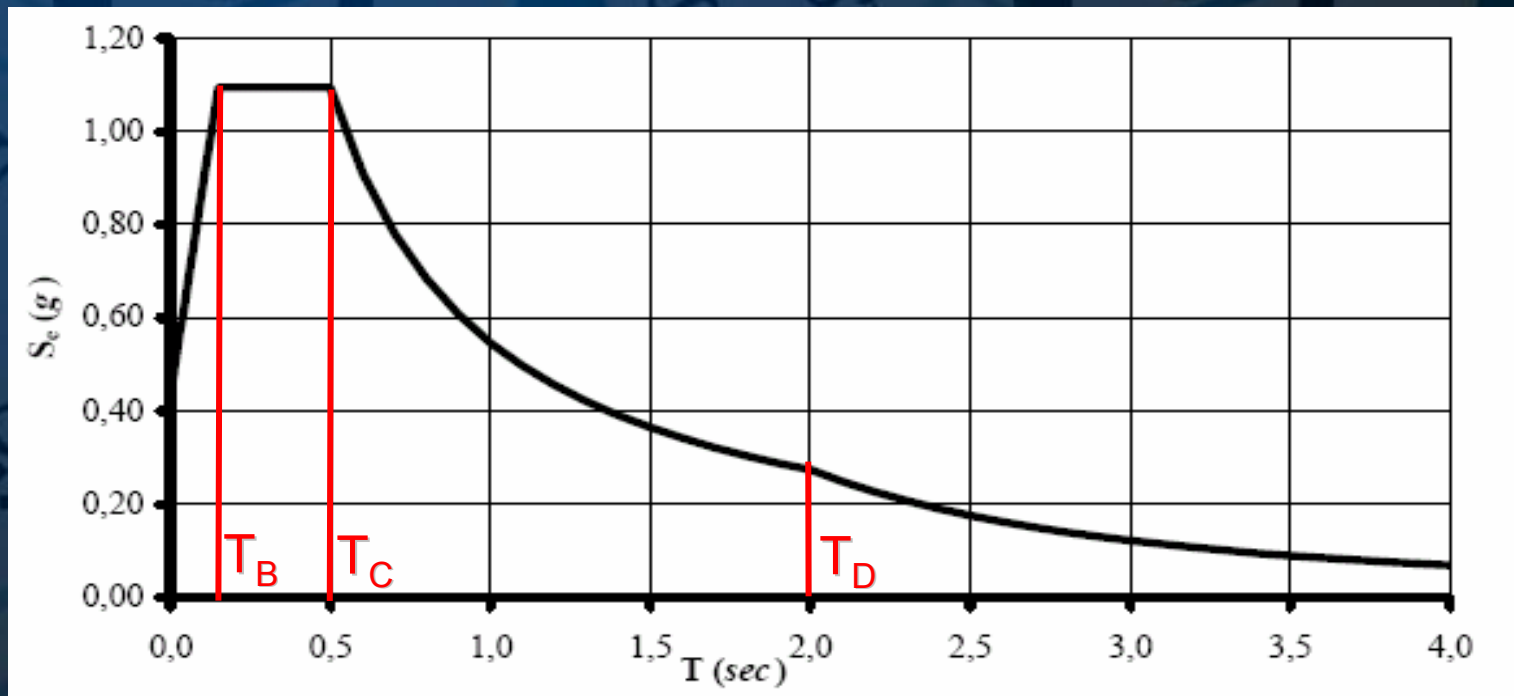
$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Con

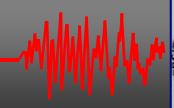
$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$



AZIONE SISMICA - SPETTRO ELASTICO



Spettro di risposta elastico



AZIONE SISMICA - SPETTRO DI PROGETTO (SLU)

$0 \leq T < T_B$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - 1 \right) \right]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$
$T_C \leq T < T_D$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right)$
$T_D \leq T$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

$$q = q_0 K_D K_R$$

Punto 5.3.1 – Tipologie strutturali

- strutture a telaio, $q_0 = 4.5 \alpha_u / \alpha_1$
- strutture a pareti,
- strutture miste telaio-pareti,
- strutture a nucleo,

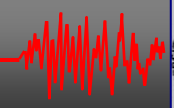
Punto 4.3.1 Struttura regolare in elevazione
=> $\underline{K_R = 1.0}$

Punto 5.3.2 CD "A"
=> $\underline{K_D = 1}$

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$$

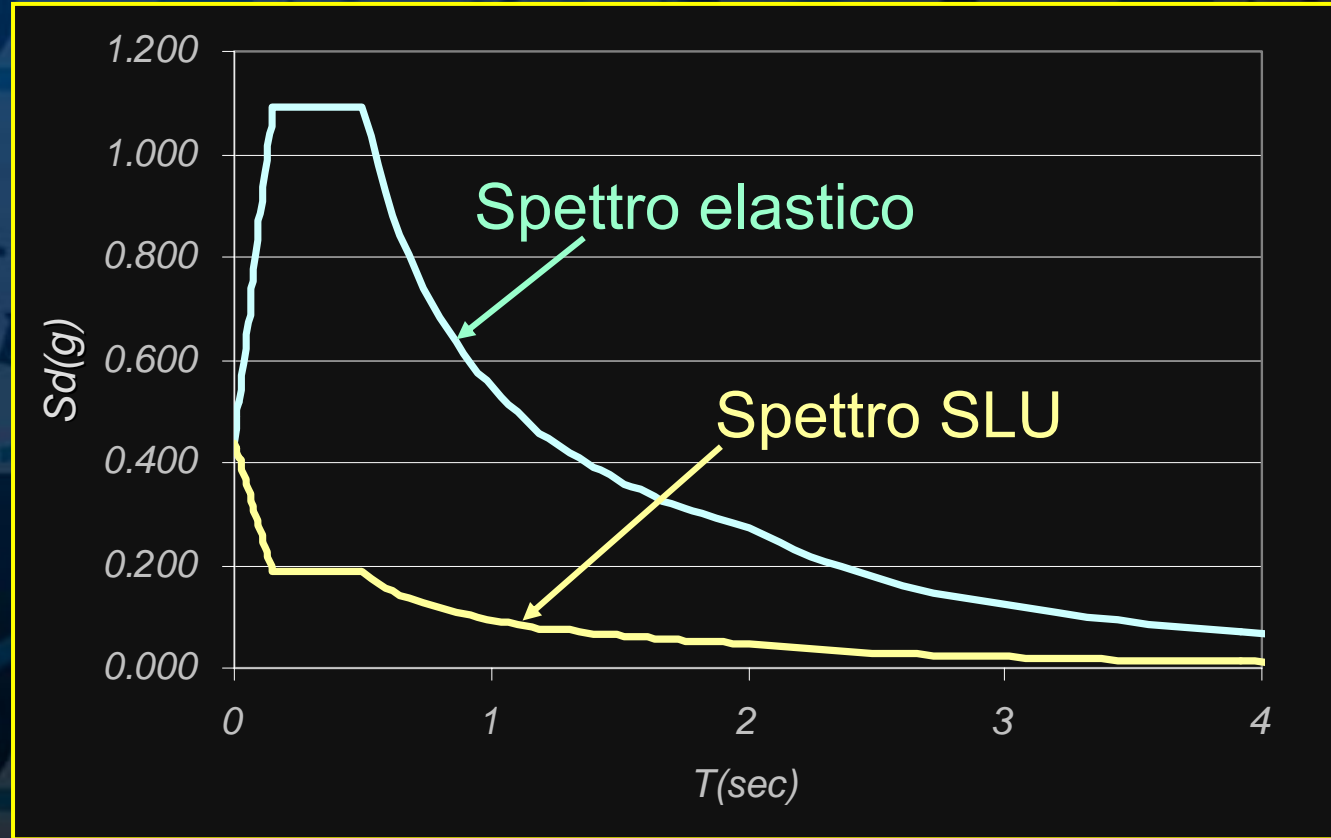
telaio a più piani e più campate

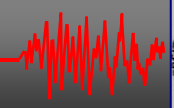
$$q = 4.5 \times 1.3 \times 1.0 \times 1.0 = 5.85$$



CONFRONTO TRA LO SPETTRO ELASTICO E LO SPETTRO DI PROGETTO (SLU)

- Zona sismica 1
- Suolo di classe C
- Classe di duttilità "A"
- Regolarità in elevaz.
- $q=5.85$

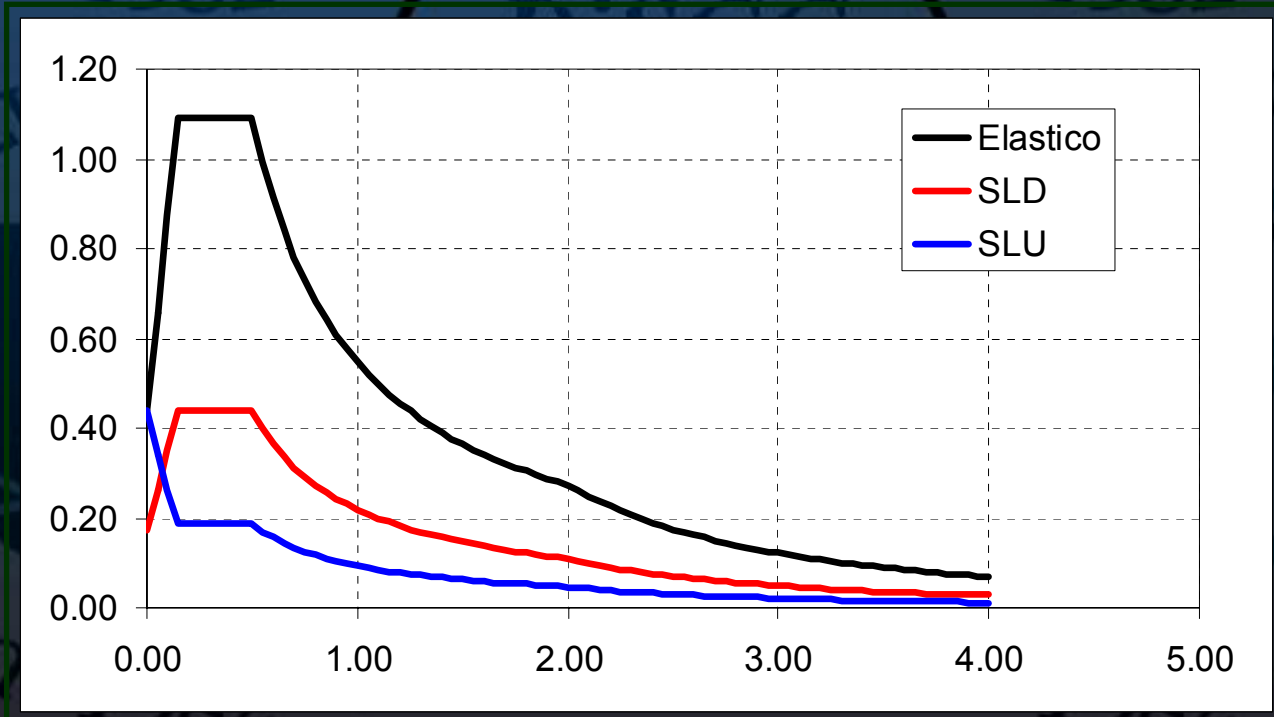


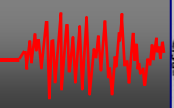


AZIONE SISMICA - SPETTRO DI PROGETTO (SLD)

Lo Spettro di progetto agli SLD si ottiene dallo spettro elastico abbattuto secondo un coefficiente 2.5

Riferimento ad eventi sismici con probabilità di occorrenza più elevata rispetto all'azione di progetto: 50% in 50 anni.





COMBINAZIONI DI CARICCO

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

Circ. 4.7.96 n. 156 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme relative ai criteri generali per la verifica e Sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16.01.96

- G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P_k il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- ψ_{0i} coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

In zona sismica si considerano le seguenti combinazioni:

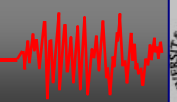
→ Solo carichi verticali $F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \cdot Q_k \quad \gamma_g = 1.4 ; \gamma_q = 1.5$

→ Combinazioni sismiche $F_d = \gamma_I E + G_k + \psi_j \cdot Q_k$

$\gamma_I E$ Azione sismica di progetto;
 γ_I fattore di importanza della struttura (=1 per strutture ordinarie)

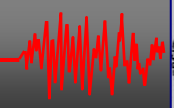
Per SLU: $\Psi_1 = \Psi_2 = 0.30$ (abitazioni e uffici); $\Psi_2 = 0.80$ (scale)

Per SLD: $\Psi_1 = \Psi_2 = 0.70$ (abitazioni e uffici); $\Psi_2 = 1.00$ (scale)



PREDIMENSIONAMENTO

- Sulla base di una valutazione di massima delle sollecitazioni si assegnano le dimensioni agli elementi strutturali.
- Rispetto alle tradizionali modalità di predimensionamento dei telai in cemento armato, i pilastri devono essere sovradimensionati e le travi non devono risultare eccessivamente resistenti:
 - a) rispetto della gerarchia delle resistenze per lo SLU
 - b) rispetto della verifica a deformabilità per lo SLD
- Per ragioni di regolarità in elevazione (*Par. 4.3.1*) si consiglia per ciascun pilastro al massimo una rastremazione della sezione trasversale di 10 cm per piano
- Anche per le travi si consiglia di effettuare la rastremazione lì dove viene effettuata per i pilastri (*gerarchia delle resistenze - Par. 5.1*) e per tener conto delle minori sollecitazioni sismiche nei livelli superiori.



PREDIMENSIONAMENTO

PILASTRI

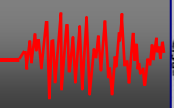
- considerando una tensione di lavoro di circa 2.5-3.5 N/mm² ==> **40 x 75** per il primo livello
- Pilastri vano scale **40x40** (Diminuire l'effetto controvento delle scale)
- Rastremazione di 10 cm tra il II ed il III piano (40x65)

TRAVI

- Tutte emergenti (CD "A") ==> **40 x 60** per il I livello
- Rastremazione 10 cm II,III, e al IV livello **40x50**



	liv. 1	liv. 2	liv. 3	liv. 4
Pilastri	40 x 75	40 x 75	40 x 65	40 x 65
Travi	40 x 60	40 x 50	40 x 50	40 x 50

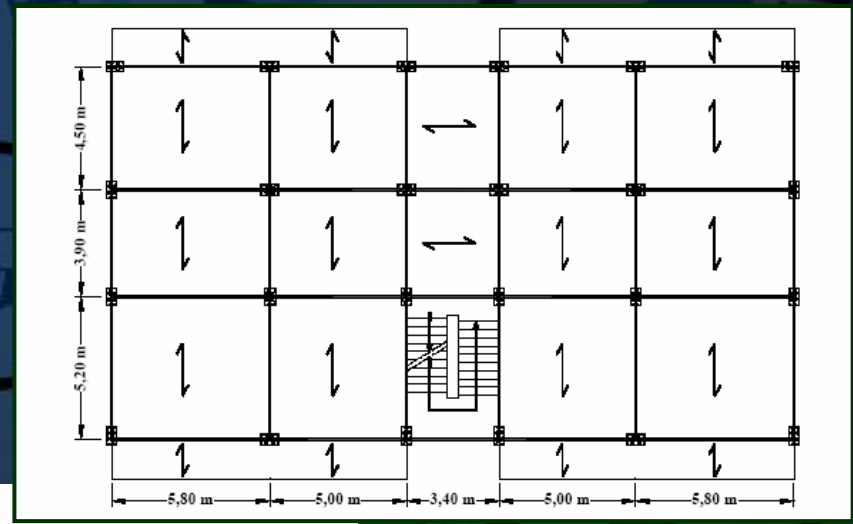
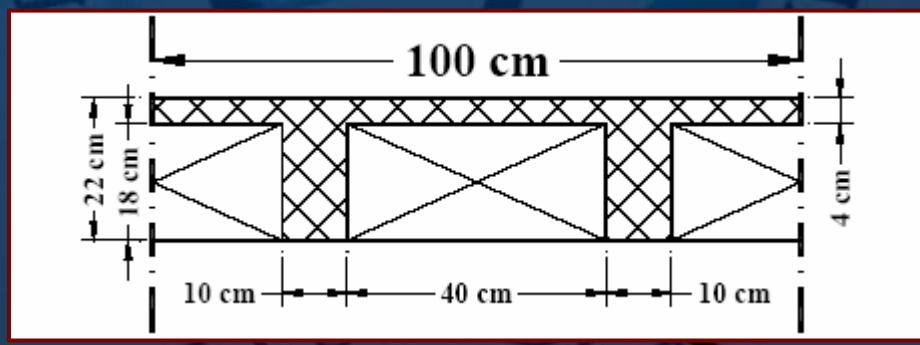


ANALISI DEI CARICHI - Solai di calpestio

L'altezza del solaio viene valutata nel rispetto del D.M. 9 gennaio 1996

$H_{\text{solaio}} > 1/25 L_{\text{max}} \rightarrow L_{\text{max}} = 5.2\text{m} \rightarrow H_{\text{solaio}} = 20.8\text{ cm} \sim 22\text{ cm}$ con soletta in cls di almeno 4 cm

Orditura



Analisi dei carichi

soletta	$0,04 \cdot 25$
travetti	$2 \cdot (0,10 \cdot 0,18 \cdot 25)$
laterizi	$2 \cdot (0,40 \cdot 0,18 \cdot 8)$
Totale peso proprio	

intonaco	$0,02 \cdot 18$
massetto	$0,04 \cdot 15$
pavimento in ceramica (2 cm)	
incidenza tramezzi	
Totale peso solaio	

$1,00\text{ kN/m}^2$
$0,90\text{ kN/m}^2$
$1,15\text{ kN/m}^2$
$3,05\text{ kN/m}^2$

$0,36\text{ kN/m}^2$
$0,60\text{ kN/m}^2$
$0,40\text{ kN/m}^2$
$1,00\text{ kN/m}^2$
$G = 5,41\text{ kN/m}^2$

Carichi accidentali

Q=2.0 kN/m²

D.M. 16 gennaio '96

ANALISI DEI CARICHI

Balconi

<i>soletta</i>	$0,04 \cdot 25$	1 kN/m^2
<i>travetti</i>	$2 \cdot (0,10 \cdot 0,16 \cdot 25)$	$0,8 \text{ kN/m}^2$
<i>laterizi</i>	$2 \cdot (0,40 \cdot 0,16 \cdot 8)$	$1,02 \text{ kN/m}^2$
<i>intonaco</i>	$0,02 \cdot 18$	$0,36 \text{ kN/m}^2$
<i>massetto</i>	$0,04 \cdot 15$	$0,60 \text{ kN/m}^2$
<i>pavimento in ceramica (2 cm)</i>		<u>$0,40 \text{ kN/m}^2$</u>
		$G = 4,18 \text{ kN/m}^2$
<i>Carichi accidentali</i>		$Q = 4,0 \text{ kN/m}^2$

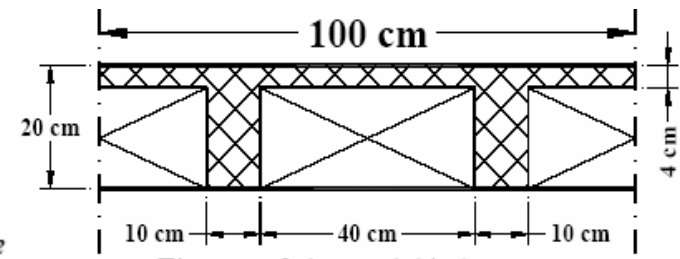
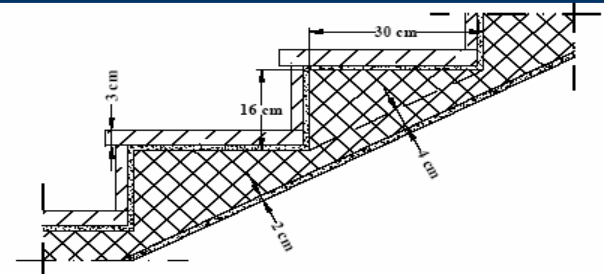


Fig. 2.12 Schema del balcone

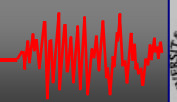
Scale

<i>gradini</i>	$[0,5 \cdot (0,16 \cdot 0,30)] \cdot 25 / 0,30$	$2,00 \text{ kN/m}^2$
<i>soletta</i>	$0,04 \cdot 25$	$1,00 \text{ kN/m}^2$
<i>intonaco</i>	$0,02 \cdot 18$	$0,36 \text{ kN/m}^2$
<i>marmo (3 cm)</i>		<u>$0,80 \text{ kN/m}^2$</u>
		$G_k = 4,16 \text{ kN/m}^2$
<i>Carichi accidentali</i>		$Q = 4,0 \text{ kN/m}^2$



Tompagnature

Fodera interna (10 cm)	$0,8 \text{ kN/m}^2$
Fodera esterna (15 cm)	$1,2 \text{ kN/m}^2$
Intonaco (2 cm)	<u>$0,36 \text{ kN/m}^2$</u>
	$2,36 \text{ kN/m}^2$



TRAVI

Fascia piena
solaio

Aliquota
solaio

1° livello:

$$\text{Travi esterne } 40 \times 60: G_{travi} = [(0,4 \cdot 0,6) + (0,10 \cdot 0,22)] \cdot 25 - 0,5 \cdot 3,05 = 5,03 \text{ kN / m}$$

$$\text{Travi interne } 40 \times 60: G_{travi} = [(0,4 \cdot 0,6) + (0,20 \cdot 0,22)] \cdot 25 - 0,6 \cdot 3,05 = 5,27 \text{ kN / m}$$

2°, 3° e 4° livello:

$$\text{Travi esterne } 40 \times 50: G_{travi} = [(0,4 \cdot 0,5) + (0,10 \cdot 0,22)] \cdot 25 - 0,5 \cdot 3,05 = 4,03 \text{ kN / m}$$

$$\text{Travi interne } 40 \times 50: G_{travi} = [(0,4 \cdot 0,5) + (0,20 \cdot 0,22)] \cdot 25 - 0,6 \cdot 3,05 = 4,27 \text{ kN / m}$$

PILASTRI

1° e 2° livello

$$G_{pilastri} = (0,4 \cdot 0,75) \cdot 25 = 7,50 \text{ kN / m}$$

3° e 4° livello

$$G_{pilastri} = (0,4 \cdot 0,65) \cdot 25 = 6,50 \text{ kN / m}$$

CALCOLO DEI PESI SISMICI (SLU)

Tabella 3.4 - Coefficienti Ψ_{0i} , Ψ_{2i} per varie destinazioni d'uso

Destinazione d'uso	SLD	SLU
	Ψ_{0i}	Ψ_{2i}
Abitazioni, Uffici	0,70	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,70	0,60
Tetti e coperture con neve	0,70	0,20
Magazzini, Archivi, Scale	1,00	0,80
Vento	0,00	0,00

Tabella 3.5 - Coefficienti ϕ per edifici

Carichi ai piani		ϕ
Carichi indipendenti	Copertura	1,0
	Altri piani	0,5
Archivi Carichi correlati ad alcuni piani	Copertura	1,0
	Piani con carichi correlati	0,8
	Altri piani	0,5

Par. 3.3 $G_k + \sum_I \Psi_{Ei} \cdot Q_{ki}$
 $\Psi_{Ei} = \Psi_{2i} \cdot \phi$

Peso sismico SOLAI

1°, 2° e 3° livello:

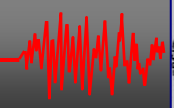
$$w_{solaio} = G_s + \Psi_E \cdot Q_s = G_s + \Psi_2 \cdot \phi \cdot Q_s = 5,41 + 0,30 \cdot 0,5 \cdot 2,00 = 5,71 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$Sup_{solaio} = B \cdot H - S_{scala} = 14 \cdot 25,4 - 3 \cdot 6,70 = 336 \text{ m}^2$$

4° livello:

$$w_{solaio} = G_s + \Psi_E \cdot Q_s = G_s + \Psi_2 \cdot \phi \cdot Q_s = 5,41 + 0,30 \cdot 1,0 \cdot 2,00 = 6,01 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$Sup_{solaio} = B \cdot H + S_{copertura} = 14 \cdot 25,4 + 4 \cdot 1,20 \cdot 10,4 = 406 \text{ m}^2$$



CALCOLO DEI PESI SISMICI (SLU)

Peso sismico BALCONI

1°, 2°, 3° livello:

$$w_{balcone} = G_b + \Psi_E \cdot Q_b = G_b + \Psi_2 \cdot \varphi \cdot Q_b = 4,18 + 0,30 \cdot 0,5 \cdot 4,00 = 4,78 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$Sup_{balconi} = 4 \cdot 1,20 \cdot 10,40 = 49,9 \text{ m}^2$$

Peso sismico SCALE

$$w_{scala} = G_k + \Psi_E \cdot Q_k = G_k + \Psi_2 \cdot \varphi \cdot Q_k = 4,16 + 0,80 \cdot 0,5 \cdot 4,00 = 5,76 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$Sup_{scala} = 6,70 \cdot 3,00 - 3,00 \cdot 0,40 = 18,9 \text{ m}^2$$

Peso sismico TOMPAGNI

interpiano

H travi

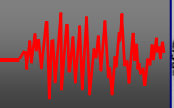
$$1^\circ \text{ liv.: } I_{tomp} = 75\% \text{ di } \left[2,36 \cdot \left(\frac{4,00 + 3,20}{2} - 0,60 \right) \right] = 75\% \text{ di } 7,08 = 5,31 \text{ kN} / \text{m}$$

$$2^\circ \text{ liv.: } I_{tomp} = 75\% \text{ di } \left[2,36 \cdot \left(\frac{3,20 + 3,20}{2} - 0,50 \right) \right] = 75\% \text{ di } 6,37 = 4,78 \text{ kN} / \text{m}$$

$$3^\circ \text{ liv.: } I_{tomp} = 75\% \text{ di } \left[2,36 \cdot \left(\frac{3,20 + 3,20}{2} - 0,50 \right) \right] = 75\% \text{ di } 6,37 = 4,78 \text{ kN} / \text{m}$$

$$4^\circ \text{ liv.: } I_{tomp} = 75\% \text{ di } \left[2,36 \cdot \left(\frac{3,20}{2} - \frac{0,50}{2} \right) \right] = 75\% \text{ di } 3,19 = 2,39 \text{ kN} / \text{m}$$

$$Sviluppo \text{ tompagni} = \Sigma l_i = 2 \cdot 25,40 + 2 \cdot 14,00 = 78,80 \text{ m}$$



CALCOLO DEI PESI SISMICI (SLU)

Peso sismico TRAVI

-1° livello (travi 40 x 60 cm)

Travi esterne $I_{travi} = 5,03 \text{ kN/m}$

Sviluppo travi = $(2 \cdot 25,40 + 2 \cdot 14,00) - (14 \cdot 0,75 + 6 \cdot 0,40) = 65,90 \text{ m}$

Travi interne $I_{travi} = 5,27 \text{ kN/m}$

Sviluppo travi = $(2 \cdot 25,40 + 4 \cdot 14,00) - (8 \cdot 0,75 + 20 \cdot 0,40) = 92,80 \text{ m}$

Perimetro occupato dai pilastri



Peso sismico TRAVI a GINOCCHIO

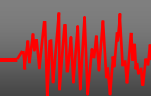
-Trave a ginocchio $I_{travi} = (0,40 - 0,40) \cdot 25 = 4 \text{ kN/m}$

Sviluppo trave = 13,40 m

Peso sismico PILASTRI

1° e 2° livello (pilastri 40 x 75 cm): $I_{pilastri} = (0,4 \cdot 0,75) \cdot 25 = 7,50 \text{ kN/m}$

3° e 4° livello (pilastri 40 x 65 cm): $I_{pilastri} = (0,4 \cdot 0,65) \cdot 25 = 6,50 \text{ kN/m}$



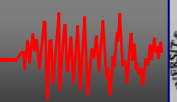
PESI SISMICI D'IMPALCATO (SLU)

IMPALCATO 1

<i>Solaio</i>	$W_{\text{solaio}} = S_{\text{solaio}} \cdot w_{\text{solaio}} = 336 \cdot 5,71 = 1919 \text{ kN}$	1919 kN
<i>Balcone</i>	$W_{\text{balcone}} = S_{\text{balconi}} \cdot w_{\text{balcone}} = 49,9 \cdot 4,78 = 239 \text{ kN}$	239 kN
<i>Scala</i>	$W_{\text{scala}} = S_{\text{scala}} \cdot w_{\text{scala}} = 18,9 \cdot 5,76 = 109 \text{ kN}$	109 kN
<i>Tompagni</i>	$W_{\text{tompagni}} = I_{\text{tomp}} \cdot \sum l_i = 5,31 \cdot 78,80 = 418 \text{ kN}$	418 kN
<i>Travi</i>	$W_{\text{travi}} = I_{\text{travi}} \cdot \sum l_i = 5,03 \cdot 65,90 + 5,27 \cdot 92,80 + 4 \cdot 13,40 = 874 \text{ kN}$	870 kN
<i>Pilastri</i>	$W_{\text{pilastri}} = n_{\text{pil}} \cdot I_{\text{pilastri}} \cdot h_{\text{pil}} = 24 \cdot [7,5 \cdot (4/2 + 3,2/2)] = 648 \text{ kN}$	648 kN
	TOT	4207 kN

IMPALCATO 2

<i>Solaio</i>	$W_{\text{solaio}} = A_{\text{solaio}} \cdot w_{\text{solaio}} = 336 \cdot 5,71 = 1919 \text{ kN}$	1919 kN
<i>Balcone</i>	$W_{\text{balcone}} = A_{\text{balconi}} \cdot w_{\text{balcone}} = 49,9 \cdot 4,78 = 239 \text{ kN}$	239 kN
<i>Scala</i>	$W_{\text{scala}} = S_{\text{scala}} \cdot w_{\text{scala}} = 18,9 \cdot 5,76 = 109 \text{ kN}$	109 kN
<i>Tompagni</i>	$W_{\text{tompagni}} = I_{\text{tomp}} \cdot \sum l_i = 4,78 \cdot 78,80 = 377 \text{ kN}$	377 kN
<i>Travi</i>	$W_{\text{travi}} = I_{\text{travi}} \cdot \sum l_i = 4,03 \cdot 65,90 + 4,27 \cdot 92,80 + 4 \cdot 13,40 = 715 \text{ kN}$	715 kN
<i>Pilastri</i>	$W_{\text{pilastri}} = n_{\text{pil}} \cdot I_{\text{pilastri}} \cdot h_{\text{pil}} = 24 \cdot [7,5 \cdot (3,2 + 3,2) / 2] = 576 \text{ kN}$	576 kN
	TOT	3935 kN



PESI SISMICI D'IMPALCATO (SLU)

IMPALCATO 3

<i>Solaio</i>	$W_{\text{solaio}} = A_{\text{solaio}} \cdot w_{\text{solaio}} = 336 \cdot 5,71 = 1919 \text{ kN}$	1919 kN
<i>Balcone</i>	$W_{\text{balcone}} = A_{\text{balconi}} \cdot w_{\text{balconi}} = 49,9 \cdot 4,78 = 239 \text{ kN}$	239 kN
<i>Scala</i>	$W_{\text{scala}} = S_{\text{scala}} \cdot w_{\text{scala}} = 18,9 \cdot 5,76 = 109 \text{ kN}$	109 kN
<i>Tompagni</i>	$W_{\text{tompagni}} = I_{\text{tomp}} \cdot \Sigma l_i = 4,78 \cdot 78,80 = 377 \text{ kN}$	377 kN
<i>Travi</i>	$W_{\text{travi}} = I_{\text{travi}} \cdot \Sigma l_i = 4,03 \cdot 67,30 + 4,27 \cdot 93,60 + 4 \cdot 13,40 = 724 \text{ kN}$	724 kN
<i>Pilastri</i>	$W_{\text{pilastri}} = n_{\text{pil}} \cdot I_{\text{pilastri}} \cdot h_{\text{pil}} = 24 \cdot [6,5 \cdot (3,2 + 3,2) / 2] = 499 \text{ kN}$	499 kN
TOT		3867 kN

IMPALCATO 4

<i>Solaio</i>	$W_{\text{solaio}} = A_{\text{solaio}} \cdot w_{\text{solaio}} = 406 \cdot 6,01 = 2440 \text{ kN}$	2440 kN
<i>Balcone</i>	$W_{\text{balcone}} = 0$	0 kN
<i>Scala</i>	$W_{\text{scala}} = S_{\text{scala}} / 2 \cdot w_{\text{scala}} = 9,45 \cdot 5,76 = 54 \text{ kN}$	54 kN
<i>Tompagni</i>	$W_{\text{tompagni}} = I_{\text{tomp}} \cdot \Sigma l_i = 2,39 \cdot 78,8 = 188 \text{ kN}$	188 kN
<i>Travi</i>	$W_{\text{travi}} = I_{\text{travi}} \cdot \Sigma l_i = 4,03 \cdot 67,30 + 4,27 \cdot 93,60 + 4 \cdot 13,40 / 2 = 698 \text{ kN}$	698 kN
<i>Pilastri</i>	$W_{\text{pilastri}} = n_{\text{pil}} \cdot I_{\text{pilastri}} \cdot h_{\text{pil}} = 24 \cdot [6,5 \cdot 3,2 / 2] = 250 \text{ kN}$	250 kN
TOT		3630 kN

MASSE DI PIANO (SLU)

Giratore d'inerzia ρ calcolato supponendo la massa ad ogni piano spalmata uniformemente sulla superficie

$$\rho = \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{12}} \Rightarrow \rho^2 = \frac{a^2 + b^2}{12} = \frac{16,4^2 + 25,4^2}{12} = 76,2 \text{ m}^2$$

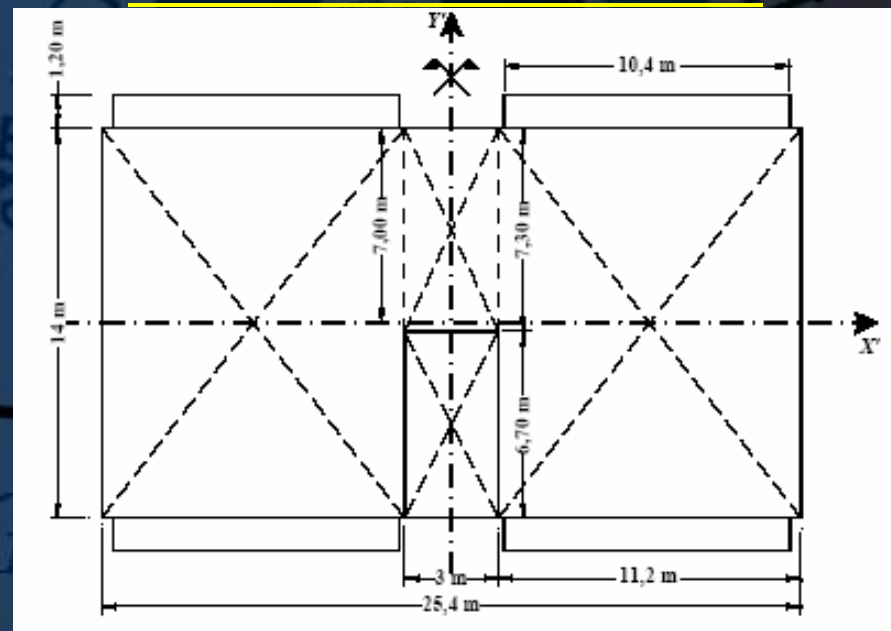
Masse traslazionali M e rotazionali I_p di ogni impalcato

	W (kN)	$M = W / g$ (t)	$I_p = M \cdot \rho^2$ (t m ²)
1° livello	4207	429	32690
2° livello	3935	401	30542
3° livello	3867	394	30023
4° livello	3630	370	28200

CALCOLO BARICENTRI

Baricentri: il calcolo viene effettuato rispetto a due assi (X' ed Y') con origine nel centro geometrico degli impalcati

- Per la simmetria rispetto ad Y si ha $X'_G=0$
- Per il calcolo di Y'_G è necessario calcolare i momenti statici delle masse (o dei pesi) rispetto all'asse X'



Sarà $Y'_G = \frac{\sum S_{X'}}{\sum W_i}$

- 1°, 2°, e 3° livello :
momenti statici S_x

$w_{solaio} = 5,71 \text{ kN/m}^2$:	$S_x = 5,71 \cdot 7,30 \cdot 3 \cdot (7,00 - 7,30 / 2) =$	$+419 \text{ kNm}$
$w_{scala} = 5,76 \text{ kN/m}^2$:	$S_x = 5,76 \cdot 3 \cdot 6,70 \cdot (7,00 - 6,70 / 2) =$	-423 kNm
$w_{trave a ginocchio} = 4 \text{ kN/m}$:	$S_x = 2 \cdot 4 \cdot 6,70 \cdot (7,00 - 6,70 / 2) =$	-196 kNm
$\Sigma_i S_{x'} =$		-200 kNm

1° livello	$\Sigma_i S_x / \Sigma_i W_i = -200 / 4207 = -0,05 \text{ m}$
2° livello	$\Sigma_i S_x / \Sigma_i W_i = -200 / 3935 = -0,05 \text{ m}$
3° livello	$\Sigma_i S_x / \Sigma_i W_i = -200 / 3867 = -0,05 \text{ m}$

-4° livello:
momenti statici S_x

$w_{scala} = 5,76 \text{ kN/m}^2$	$S_x = [5,76 \cdot (3 \cdot 6,70) / 2] \cdot (7,00 - 6,70 / 2) =$	-211 kNm
$w_{trave a ginocchio} = 4 \text{ kN/m}$	$S_x = 4 \cdot 6,70 \cdot (7,00 - 6,70 / 2) =$	-98 kNm
$\Sigma_i S_{x'} =$		-309 kNm

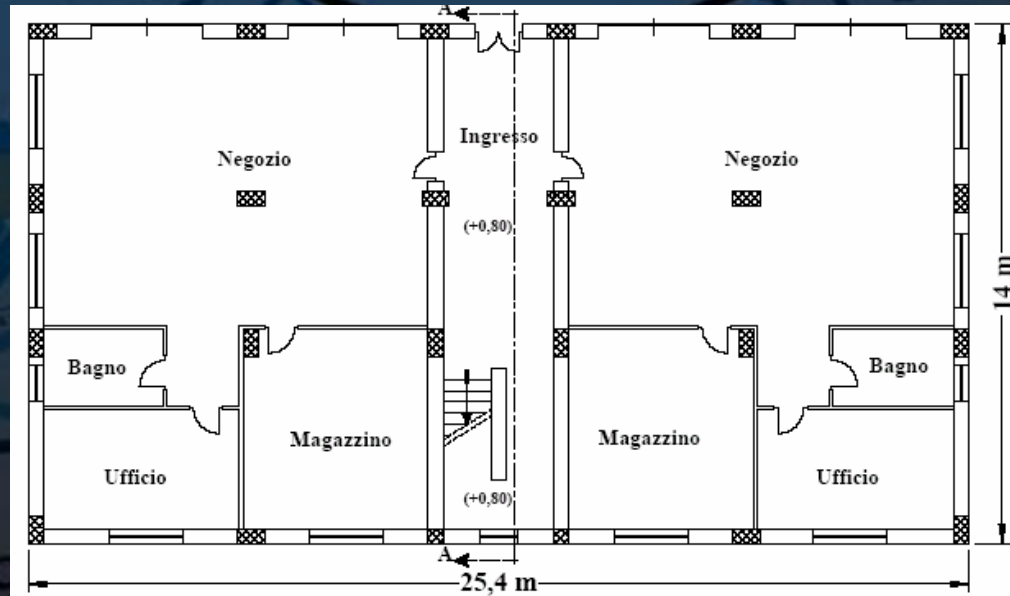
4° livello	$\Sigma_i S_x / \Sigma_i W_i = -309 / 3630 = -0,09 \text{ m}$
------------	---

VERIFICA REGOLARITA' IN PIANTA

La struttura si presenta sicuramente *regolare in pianta* in quanto sono rispettate le condizioni enunciate al punto 4.3.1 – Regolarità.

Anche la distribuzione dei *tamponamenti* si presenta *regolare*, ai sensi di quanto riportato al punto 5.6.2 – Irregolarità provocate dai tamponature.

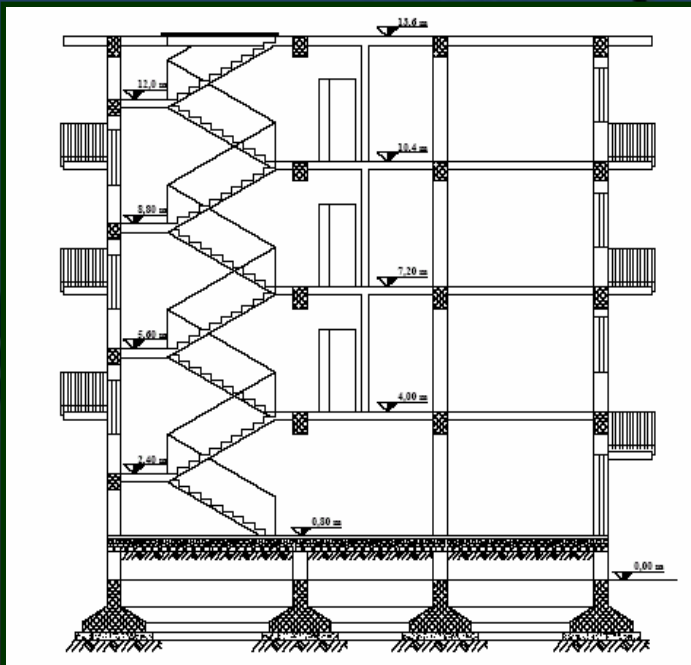
Conseguentemente, il modello della struttura in esame, può essere sia *spaziale*, che costituito da *elementi resistenti piani*, nelle due direzioni ortogonali (punto 4.4 – Modellazione della struttura).



VERIFICA REGOLARITA' IN ELEVAZIONE

La regolarità in elevazione incide direttamente su calcolo del coefficiente di struttura α . Al punto 4.3.1 (e – f – g - h) si riportano le condizioni necessarie affinché la struttura possa essere considerata regolare in elevazione, in particolare:

- e) Tutti i sistemi resistenti verticali (telai) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio
- f) **Massa e rigidezza** rimangono costanti lungo l'altezza o non variano di più del 20% tra un piano e l'altro



Variazione masse

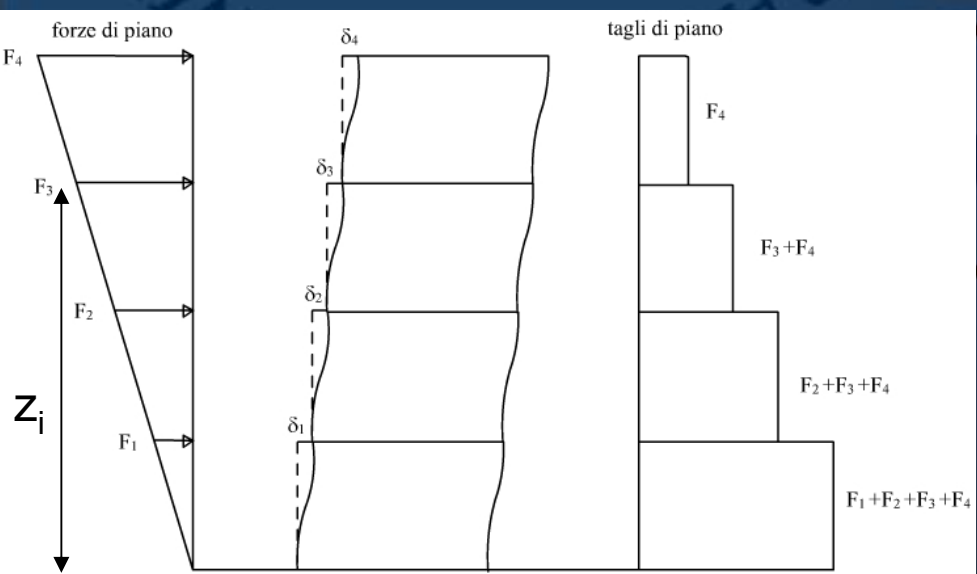
	W (kN)	$M = W / g$ (t)	Riduzione (%)
1° livello	4207	429	
2° livello	3935	401	-6,98%
3° livello	3867	394	-1,78%
4° livello	3630	370	-6,19%

VERIFICA REGOLARITA' IN ELEVAZIONE

Punto 4.3.1 f) Variazione rigidezza

$$F_i = V_b^{max} \frac{(z_j \cdot W_i)}{\sum (z_j W_j)}$$

Data una distribuzione di forze orizzontali applicate, linearmente crescenti con l'altezza in accordo con l'analisi statica lineare (punto 4.5.2), ponendo ad esempio $V_b^{max}=1000$ kN, si valutano gli spostamenti interpiano δ_i .



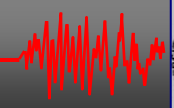
Ad un piano i tale spostamento è causato da una forza pari alla somma di tutte le forze applicate al di sopra del piano stesso. Pertanto la rigidezza di piano sarà:

$$K_i = \frac{\sum_{j=i}^n F_j}{\delta_i}$$

Non è corretto a priori considerare le travi infinitamente rigide (shear type)

DIR X	Taglio di piano		δ (mm)	K_{int} (kN/m)	Riduzione (%)
	(kN)				
1° livello	$F_1+F_2+F_3+F_4$	1000	1,66	602000	
2° livello	$F_2+F_3+F_4$	875	1,66	527000	-12,4%
3° livello	F_3+F_4	665	1,58	420000	-20,3%
4° livello	F_4	366	0,98	375000	-10,8%

DIR Y	Taglio di piano		δ (mm)	K_{int} (kN/m)	Riduzione (%)
	(kN)				
1° livello	$F_1+F_2+F_3+F_4$	1000	1,65	607000	
2° livello	$F_2+F_3+F_4$	875	1,48	593000	-2,3%
3° livello	F_3+F_4	665	1,36	489000	-17,6%
4° livello	F_4	366	0,84	434000	-11,2%



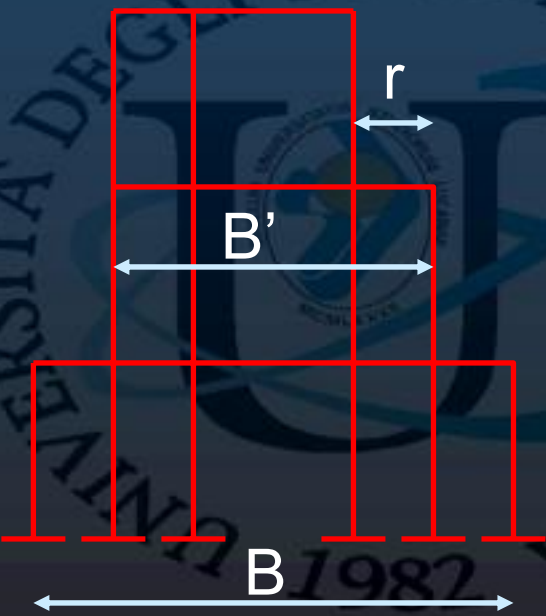
VERIFICA REGOLARITA' IN ELEVAZIONE

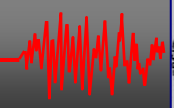
Punto 4.3.1 g) il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non sia significativamente diverso per piani diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta calcolata ad un generico piano non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro piano);

Questa verifica necessita di dati ulteriori sulla resistenza degli elementi strutturali ottenuti a posteriori della progettazione

Punto 4.3.1 h) Limitazione delle rientranze in termini di dimensioni in pianta: ad ogni piano

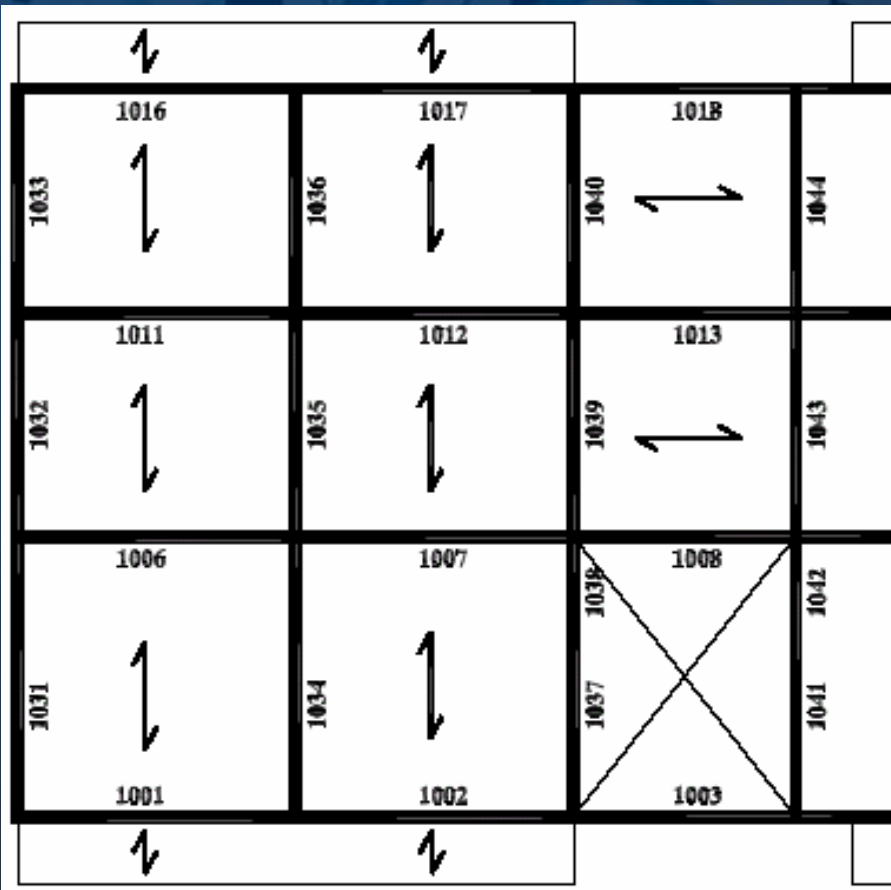
$$r < 30\%B$$
$$r < 10\%B'$$





ATTRIBUZIONE DEI CARICHI ALLE TRAVI

Attribuzione dei carichi caratteristici (Fissi G_k e accidentali Q_k) senza considerare i coefficienti di combinazione



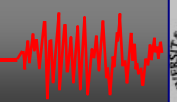
Elementi	G_k (kN/m)	Q_k (kN/m)
1001	25,10	10,80
1002	25,10	10,80
1003	2,85	0
1004	25,10	10,80
1005	25,10	10,80
1006	25,70	9,10
1007	25,70	9,10
1008	1,10	0
1009	25,70	9,10
1010	25,70	9,10
1011	23,80	8,40
1012	23,80	8,40
1013	1,10	0
1014	23,80	8,40
1015	23,80	8,40
1016	23,20	10,10
1017	23,20	10,10
1018	2,85	0
1019	23,20	10,10
1020	23,20	10,10

Elementi	G_k (kN/m)	Q_k (kN/m)
1031	5,15	0
1032	5,15	0
1033	5,15	0
1034	1,10	0
1035	1,10	0
1036	1,10	0
1037-1038	1,10	0
1039	10,30	3,40
1040	10,30	3,40
1041-1042	1,10	0
1043	10,30	3,40
1044	10,30	3,40
1045	1,10	0
1046	1,10	0
1047	1,10	0
1048	5,15	0
1049	5,15	0
1050	5,15	0

Questa operazione deve essere effettuata per ognuno dei quattro impalcati di cui è costituito l'edificio

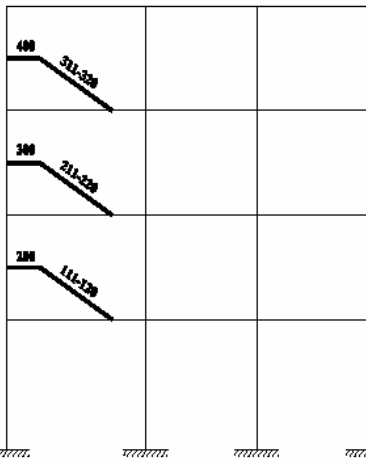
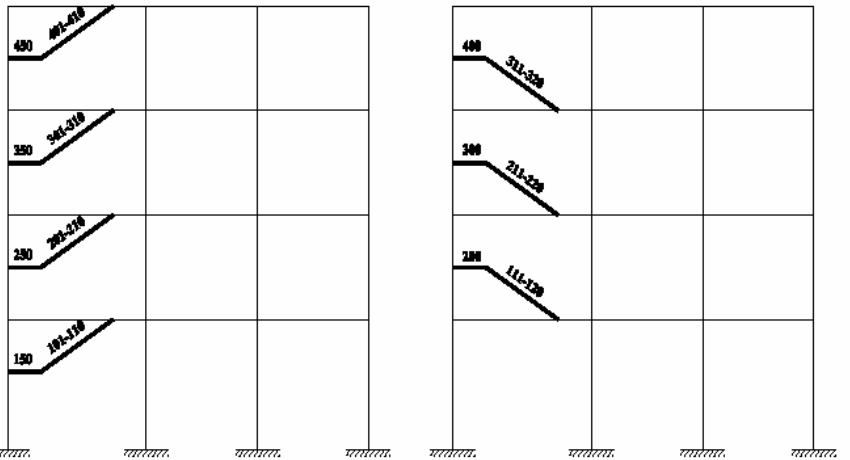
Sulle travi perimetrali non insistono carichi accidentali (presenza delle tamponature)





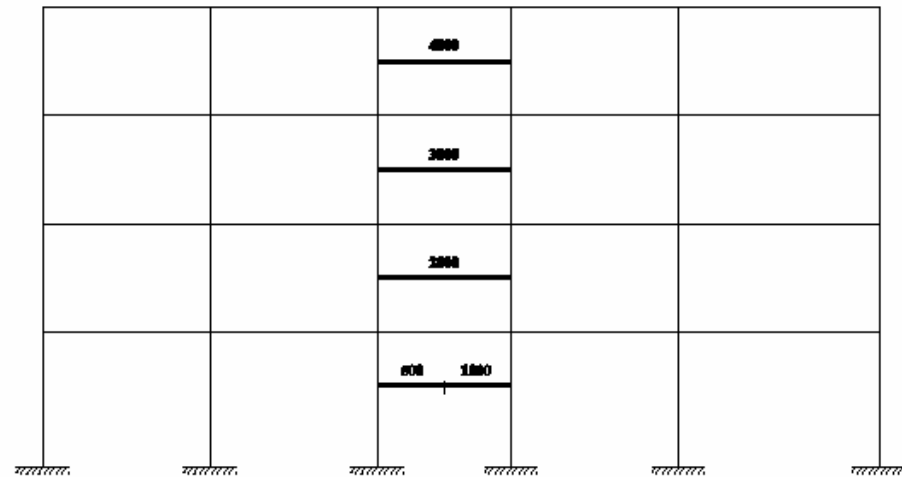
ATTRIBUZIONE DEI CARICHI ALLE TRAVI

Scale



Elemento	G _k (kN/m)	Q _k (kN/m)
101-110	2,8	0,0
201-210	2,8	0,0
301-310	2,8	0,0
401-410	2,8	0,0
150	9,1	6,0
250	9,1	6,0
350	9,1	6,0
450	9,1	6,0

Elemento	G _k (kN/m)	Q _k (kN/m)
111-120	2,8	0,0
211-220	2,8	0,0
311-320	2,8	0,0
200	9,1	6,0
300	9,1	6,0
400	9,1	6,0



Elemento	G _k (kN/m)	Q _k (kN/m)
500	14,84	11,55
1000	2,83	0
2000	2,83	0
3000	2,83	0
4000	2,83	0

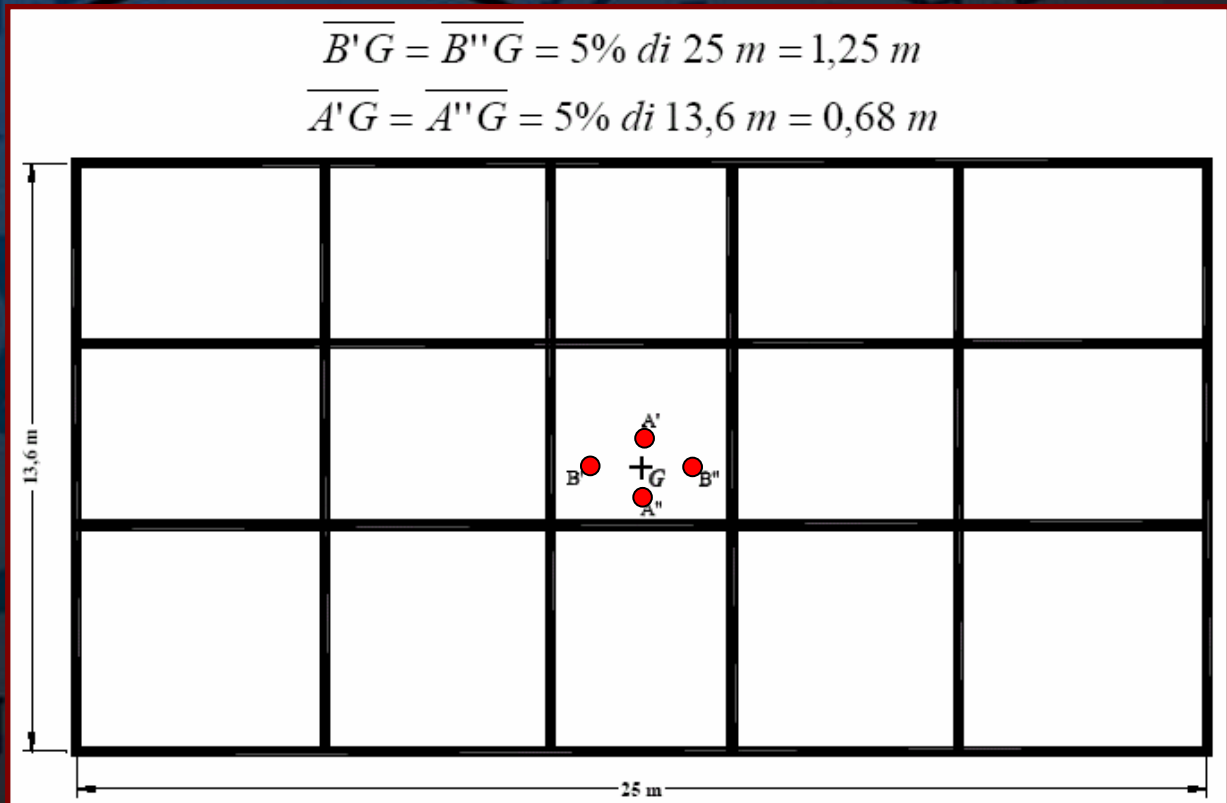
MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

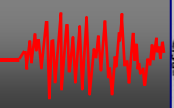
Punto 4.4 – Modellazione della struttura

- Si adotta un modello di calcolo lineare
- Ipotesi di impalcato infinitamente rigido ==> 3 gradi di libertà per ogni piano (2 traslazioni ed 1 rotazione)
- Eccentricità accidentale delle masse di piano spostando il baricentro di una distanza pari al 5% della dimensione dell'edificio in direzione ortogonale a quella considerata per il sisma

Si ottengono quattro diverse posizioni del centro di massa G

A' e A''
B' e B''





ANALISI DINAMICA MODALE (SLU)

Punto 4.5.3 – Analisi dinamica modale

“Dovranno essere considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%, oppure un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all’85%”.

In questo caso sono stati considerati tutti i modi di vibrare (12 = 4 piani x 3gdl), pertanto risulta soddisfatto il requisito enunciato

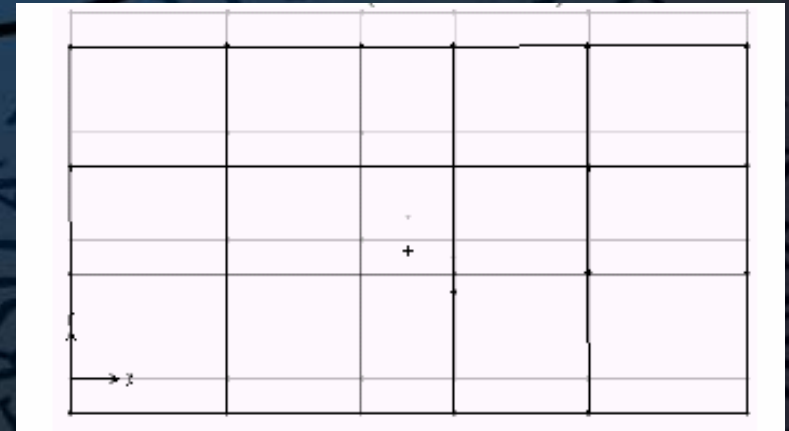
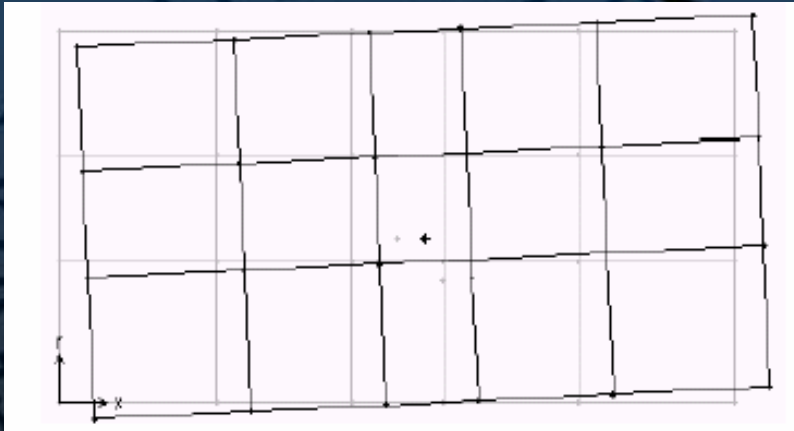
Centro di massa posizionato in A”

1° modo di vibrare: *Trasl. lungo X* (T=0.511s)

$M_{\%X} = 74,1\%$; $M_{\%Y} = 0\%$

2° modo di vibrare: *Trasl. lungo Y* (T=0.473s)

$M_{\%X} = 0.0\%$; $M_{\%Y} = 86.9\%$



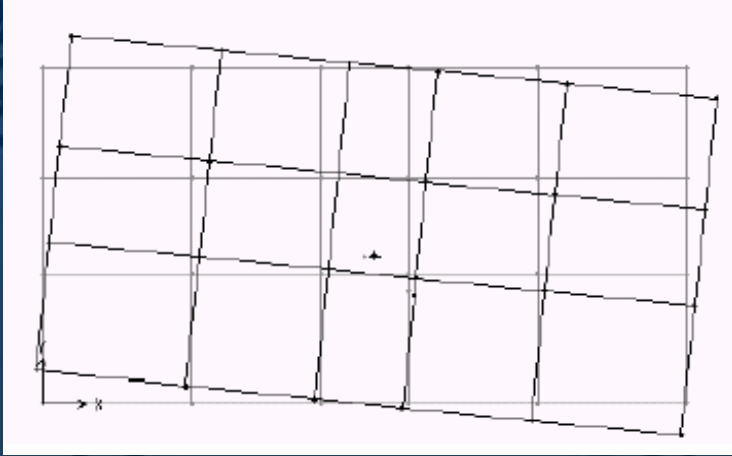
Non perfetta traslazione per effetto della asimmetria rispetto ad Y e dello spostamento del baricentro (da G ad A”)

ANALISI DINAMICA MODALE (SLU)

Centro di massa posizionato in A''

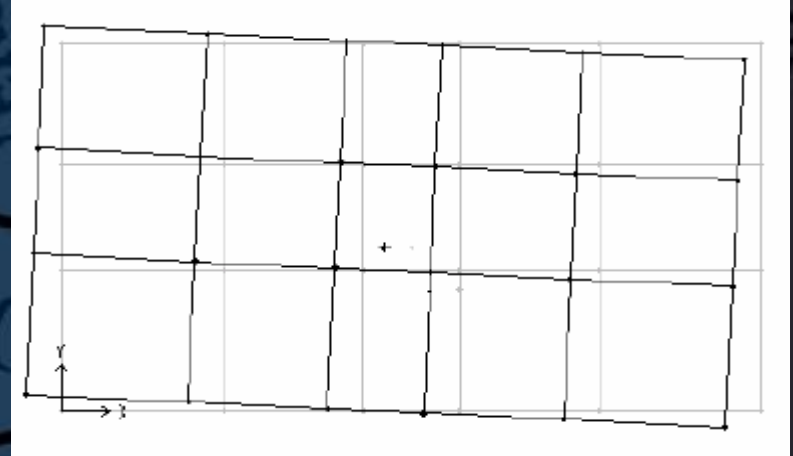
3° modo di vibrare: *Torsione* ($T=0.511s$)

$M_{\%X} = 12.1\%$; $M_{\%Y} = 0.01\%$



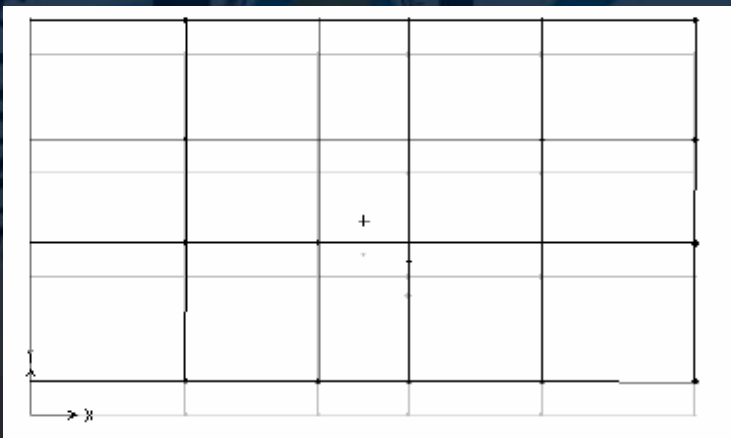
4° modo di vibrare: *Trasl. X* ($T=0.168s$)

$M_{\%X} = 9.7\%$; $M_{\%Y} = 0.0\%$



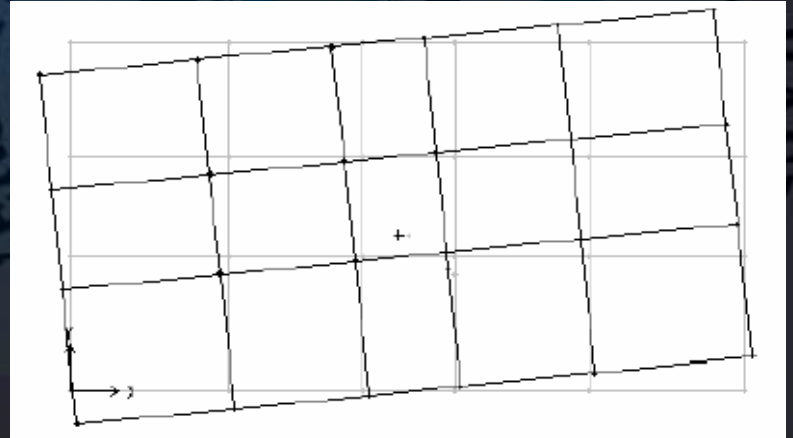
5° modo di vibrare: *Trasl. Y* ($T=0.156s$)

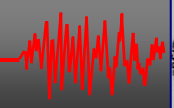
$M_{\%X} = 0.0\%$; $M_{\%Y} = 10.6\%$



6° modo di vibrare: *Torsione* ($T=0.133s$)

$M_{\%X} = 2.0\%$; $M_{\%Y} = 0.0\%$





ANALISI DINAMICA MODALE (SLU)

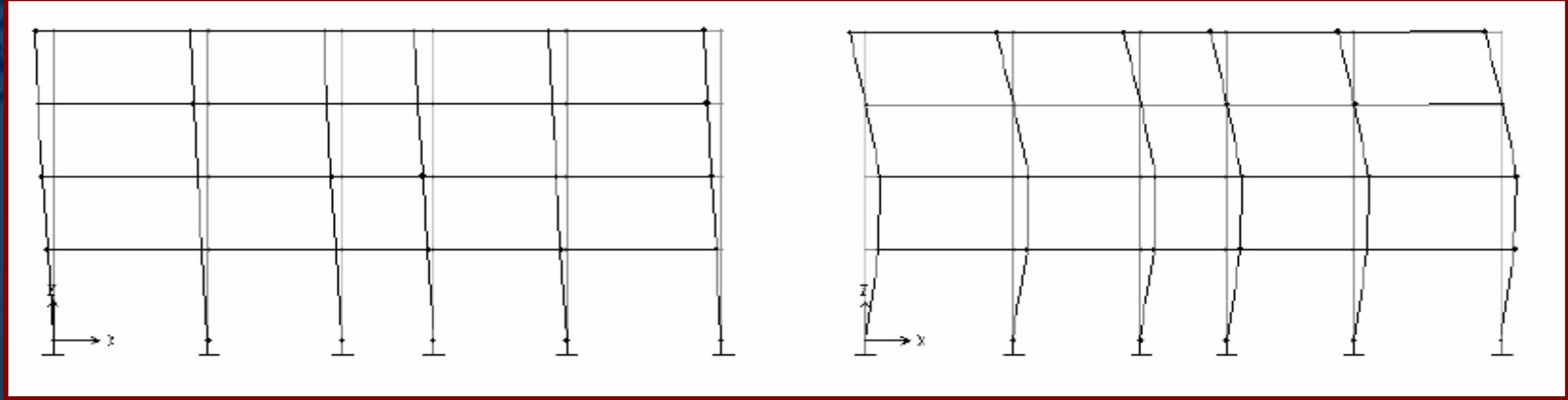
Centro di massa posizionato in A''
Proiezione sul piano XY dei primi tre modi

1° modo di vibrare: *Trasl. X* (T=0.511s)

$M_{\%X} = 74.1\%$; $M_{\%Y} = 0.0\%$

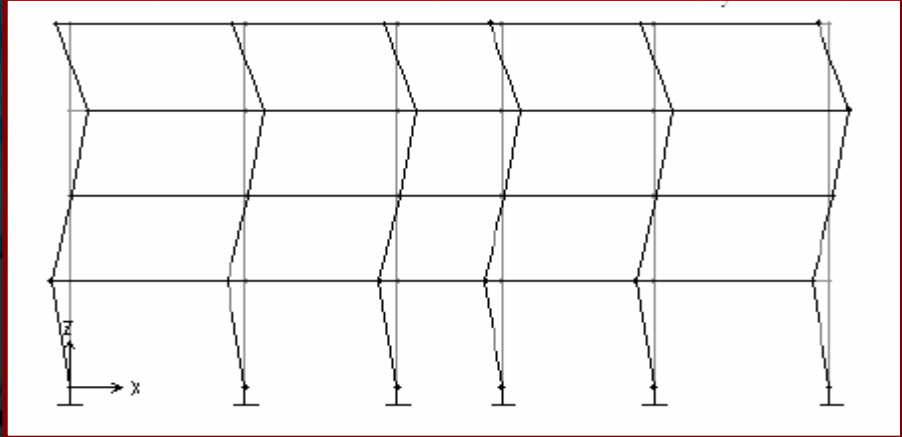
4° modo di vibrare: *Trasl. X* (T=0.168s)

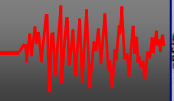
$M_{\%X} = 9.7\%$; $M_{\%Y} = 0.0\%$



7° modo di vibrare: *Trasl. X* (T=0.091s)

$M_{\%X} = 2.0\%$; $M_{\%Y} = 0.0\%$





ANALISI DINAMICA MODALE (SLU)

Punto 4.5.3 – Analisi dinamica modale

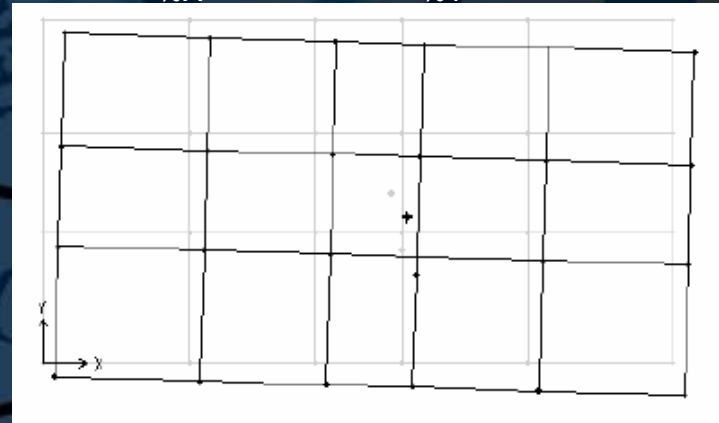
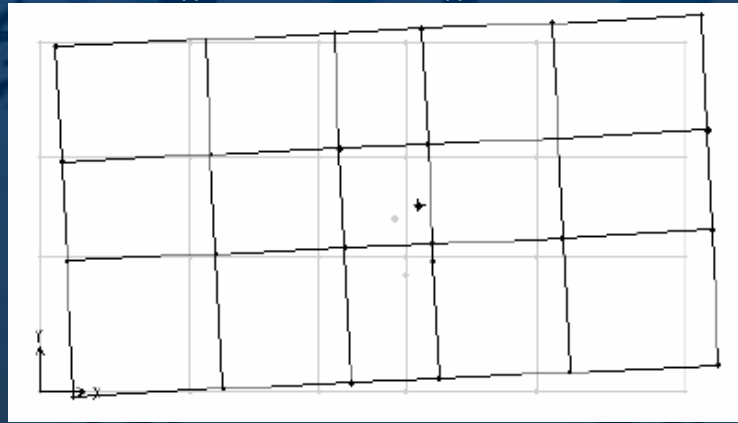
Centro di massa posizionato in B''

1° modo di vibrare: *Trasl. lungo X* (T=0.503s)

$M_{\%X} = 57,2\%$; $M_{\%Y} = 17,0\%$

2° modo di vibrare: *Trasl. lungo Y* (T=0.482s)

$M_{\%X} = 24,6\%$; $M_{\%Y} = 57,6\%$

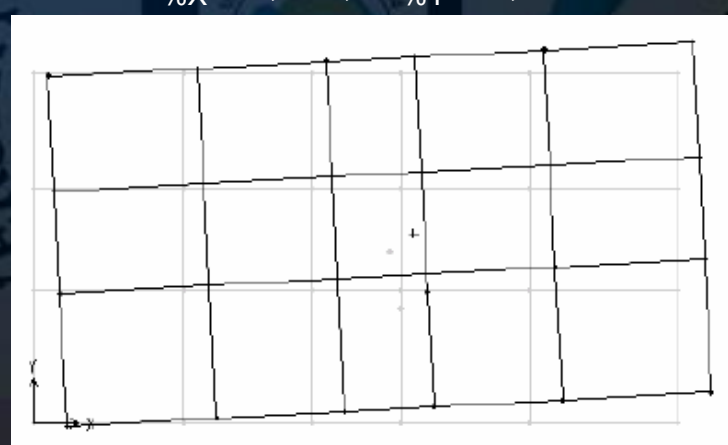
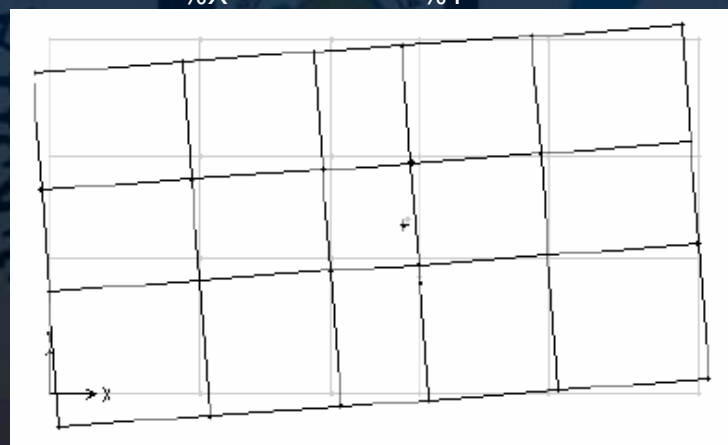


3° modo di vibrare: *Torsione X* (T=0.409s)

$M_{\%X} = 3,4\%$; $M_{\%Y} = 12,4\%$

4° modo di vibrare: *Trasl. lungo X* (T=0.166s)

$M_{\%X} = 6,7\%$; $M_{\%Y} = 2,7\%$

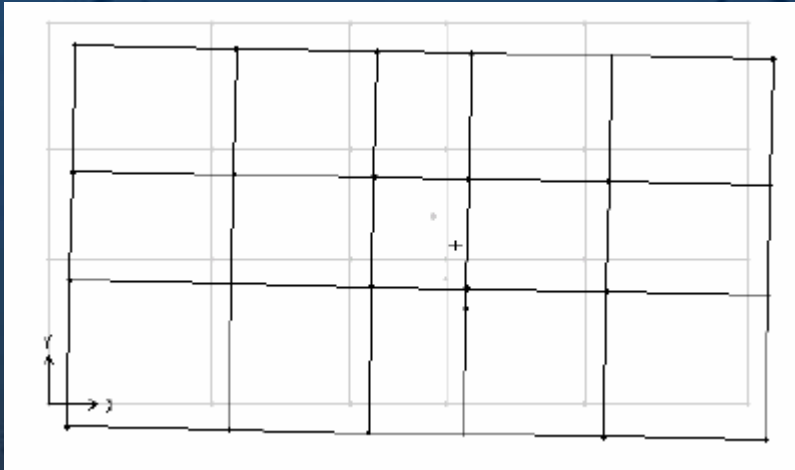


ANALISI DINAMICA MODALE (SLU)

Centro di massa posizionato in B''

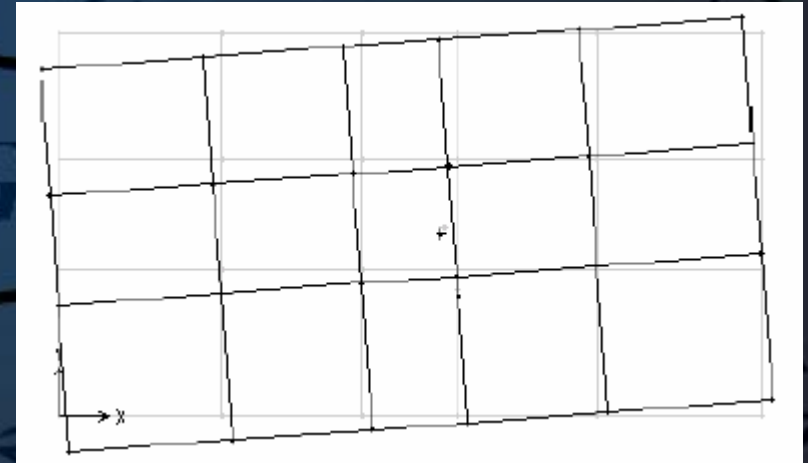
5° modo di vibrare: *Trasl. Y* ($T=0.158s$)

$M_{\%X} = 4,2\%$; $M_{\%Y} = 6,6\%$



6° modo di vibrare: *Torsione* ($T=0.133s$)

$M_{\%X} = 0,7\%$; $M_{\%Y} = 2,2\%$



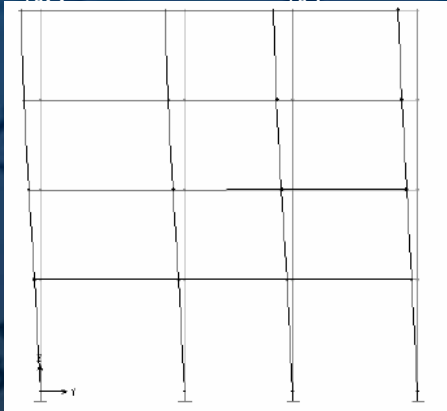
ANALISI DINAMICA MODALE (SLU)

Centro di massa posizionato in B''

Proiezione sul piano YZ dei primi tre modi

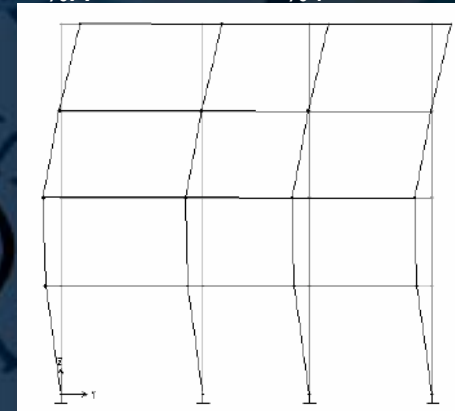
2° modo di vibrare: *Trasl. Lungo Y* ($T=0.482s$)

$M_{\%X} = 24.6\%$; $M_{\%Y} = 57.6\%$



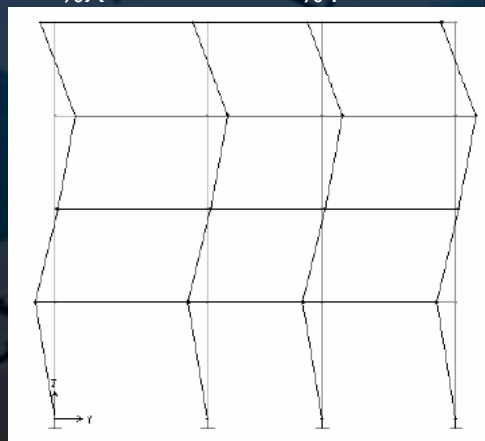
5° modo di vibrare: *Trasl. Lungo X* ($T=0.158s$)

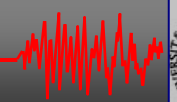
$M_{\%X} = 4.2\%$; $M_{\%Y} = 6.6\%$



8° modo di vibrare: *Trasl. Lungo Y* ($T=0.086s$)

$M_{\%X} = 1.0\%$; $M_{\%Y} = 1.2\%$





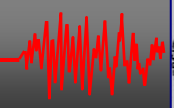
ANALISI DINAMICA MODALE

Calcolo semplificato del periodo
fondamentale di vibrazione dell'edificio

$$T_1 = 0.075 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.075 \cdot 13^{\frac{3}{4}} = 0.513s$$

In pratica si ha buon accordo tra la formula
approssimata e il risultato dell'analisi dinamica modale

$$T_{1X(A)} = 0.511 \text{ s}; T_{1X(B)} = 0.503 \text{ s}$$



CONSIDERAZIONI SULLA RIGIDEZZA

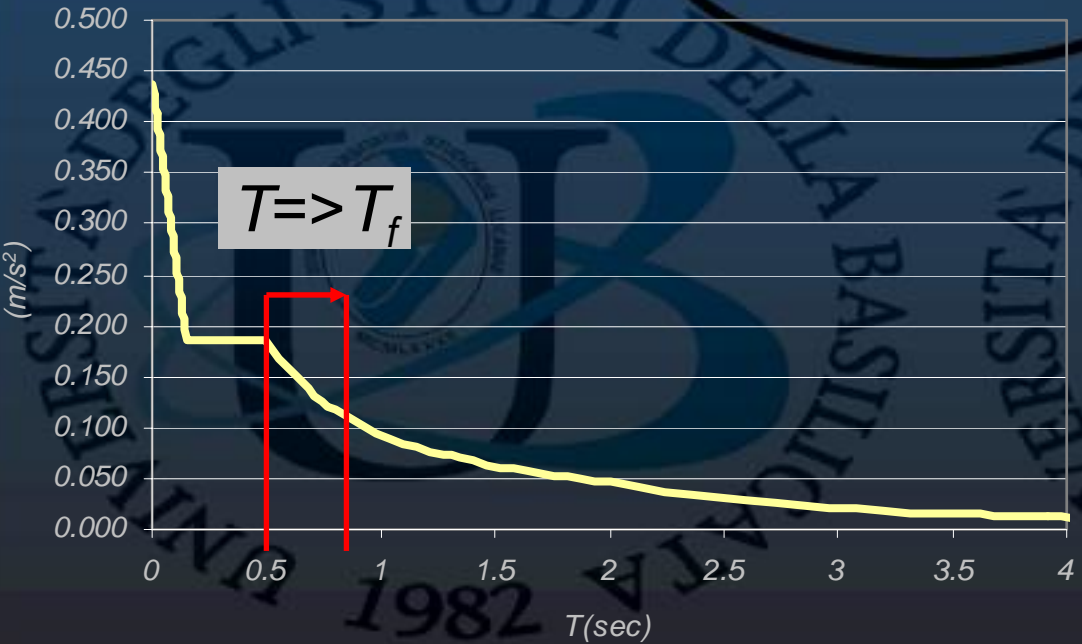
Punto 4.4 – Modellazione della struttura

Nel caso si fosse considerata fessurazione del cls “...la rigidità flessionale e a taglio di elementi in cemento armato può essere assunta pari alla metà della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati.”

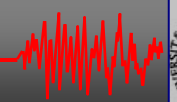
$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Se $K_f = 0.5 K$ in cui K_f è la rigidità in presenza di fessurazione ==>

$$T_f = \sqrt{2} \cdot T$$



Ciò avrebbe comportato una diminuzione di azioni sismiche ed un incremento di deformabilità condizionante la verifica di deformabilità allo SLD



CONSIDERAZIONI SULLA RIGIDEZZA

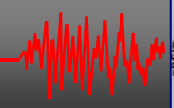
RIGIDEZZA ELEMENTI FESSURATI

Ci sono metodi più accurati che consentono di tenere in conto gli effetti della fessurazione degli elementi strutturali sia dovuta alle azioni sismiche che ai carichi verticali.

Paulay e Priestley (1992), propongono di fare riferimento ad momenti di inerzia equivalenti delle sezioni fessurate J_r , per mezzo di coefficienti di riduzione dei momenti di inerzia delle stesse sezioni integre J_i . Per le travi tali coefficienti dipendono dal tipo di sezione, per le colonne dal valore dello sforzo normale adimensionale

Membrature strutturali	Intervallo J_r/J_i	J_r/J_i (raccomandato)
Travi, rettangolari	0.30-0.50	0.40
Travi, a T ed a L	0.25-0.45	0.35
Colonne, $N > 0.5 \cdot f_c \cdot A$	0.70-0.90	0.80
Colonne, $N = 0.2 \cdot f_c \cdot A$	0.50-0.70	0.60
Colonne, $N = -0.05 \cdot f_c \cdot A$	0.30-0.50	0.40

Progettare tenendo conto della fessurazione significa cautelarsi maggiormente rispetto allo SLD, rendendo più impegnativa la verifica degli spostamenti. Ciò comporta un possibile aumento delle sezioni dei pilastri, che a sua volta induce un incremento del costo iniziale, recuperabile per mezzo della minore danneggiabilità per eventi sismici frequenti ma poco intensi



COMBINAZIONE DEI MODI

Punto 4.5.3 Analisi dinamica modale

$$E = (\sum E_i^2)^{1/2}$$

SRSS (Square Route of the Sum of the Squares) se il periodo di ogni modo differisce di almeno il 10% da tutti gli altri.

$$E = (\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j)^{1/2}$$

CQC (Complete Quadratic Combination) se il periodo di ogni modo differisce meno del 10% da tutti gli altri.

E = effetto che si vuole considerare (es. momento flettente in una sezione della struttura);

E_i valore dell'effetto dovuto al modo i ;

E_j valore dell'effetto dovuto al modo j

ρ_{ij} = coefficiente di correlazione tra il modo i ed il modo j

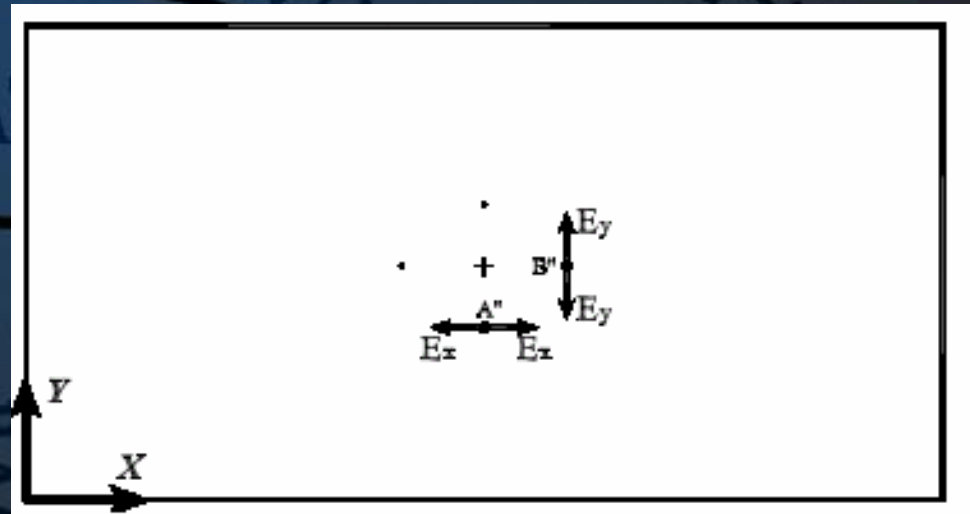
$\rho_{ij} = f(\omega_i/\omega_j; \xi)$, con ξ smorzamento viscoso equivalente posto = 0.05

Nel caso specifico si è utilizzata la regola **CQC** poiché i periodi di vibrazione dei diversi modi differiscono di meno del **10%**

COMBINAZIONI DI CARICO

Punto 4.6 – Combinazione delle componenti dell'azione sismica

- ➔ È necessario considerare azioni sismiche agenti simultaneamente nelle due direzioni ortogonali (X e Y)
- ➔ Gli effetti delle azioni sismiche nelle due direzioni si possono combinare “...sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione”
- ➔ Le azioni sismiche lungo X ed Y possono essere accoppiate in 4 diversi modi scegliendo di volta in volta due punti di applicazione
 - 1) A'' - B'
 - 2) A'' - B''
 - 3) A' - B'
 - 4) A' - B''
- ➔ Per ogni coppia di punti di applicazione si hanno 8 combinazioni derivanti dal fatto di dover considerare sismi positivi e negativi una volta per intero ed una volta al 30%

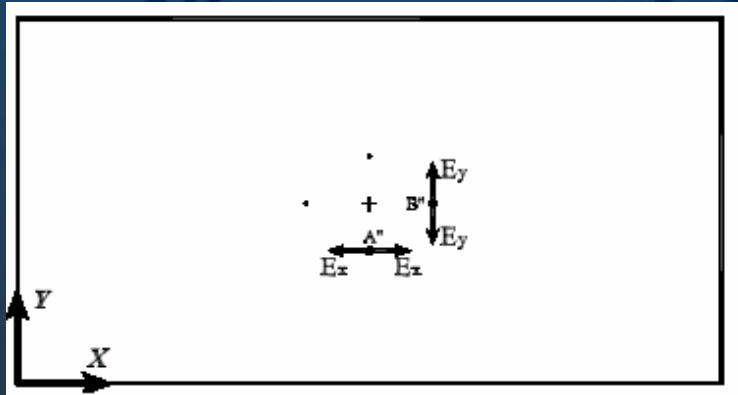
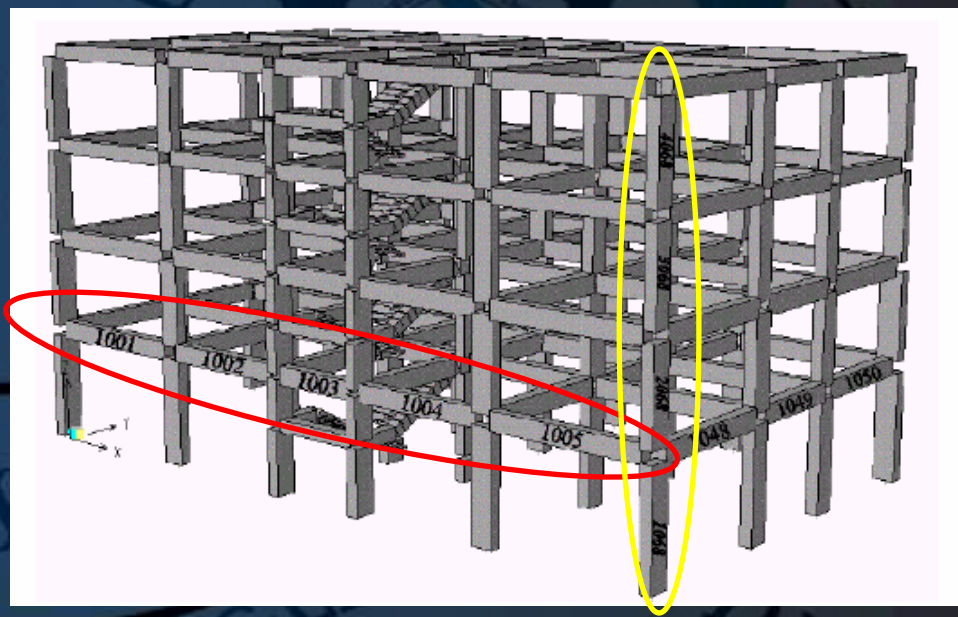


Considerando A'' e B'' si ha: **1**($E_x+0.3E_y$); **2**($E_x-0.3E_y$); **3**($-E_x+0.3E_y$); **4**($-E_x-0.3E_y$)
5($0.3E_x+E_y$); **6**($0.3E_x-E_y$); **7**($-0.3E_x+E_y$); **8**($-0.3E_x-E_y$)

- ➔ In generale gli effetti dell'azione sismica è l'involuppo di $4 \times 8 = 32$ combinazioni
- ➔ A ciascuna combinazione vanno sommate le sollecitazioni dovute ai soli carichi verticali

TRAVATE E PILASTRATA DI PROGETTO

Sebbene sia necessario l'involuppo di 32 combinazioni delle azioni sismiche per le travate e la pilastrata da progettare può dirsi a priori che le massime sollecitazioni si hanno per effetto delle 8 combinazioni appena menzionate (baricentro in A'' e B'')

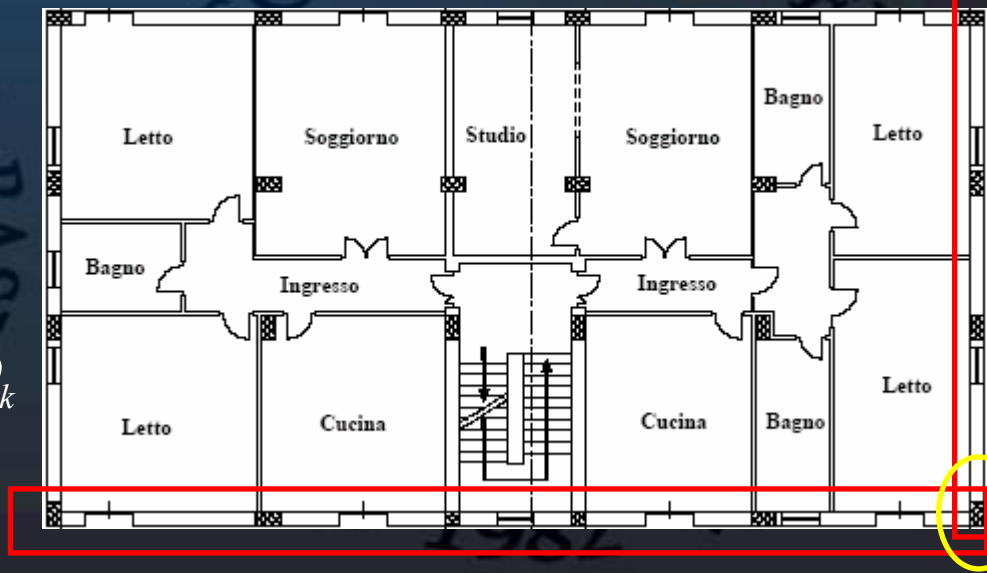


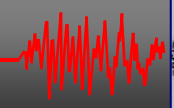
- E1(Ex+0.3Ey)
- E2(Ex-0.3Ey)
- E3(-Ex+0.3Ey)
- E4(-Ex-0.3Ey)
- E5(0.3Ex+Ey)
- E6(0.3Ex-Ey)
- E7(-0.3Ex+Ey)
- E8(-0.3Ex-Ey)

Per lo SLU vale la seguente combinazione:

$$F_{di} = \gamma_I E_i + G_k + \psi_2 \cdot Q_k$$

Punto 3.3 – Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni





COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

CON LE ALTRE AZIONI (SLU)

Ogni combinazione sismica va combinata a sua volta con le altre azioni (in questo caso i carichi verticali)

- E1($E_x+0.3E_y$)
- E2($E_x-0.3E_y$)
- E3($-E_x+0.3E_y$)
- E4($-E_x-0.3E_y$)
- E5($0.3E_x+E_y$)
- E6($0.3E_x-E_y$)
- E7($-0.3E_x+E_y$)
- E8($-0.3E_x-E_y$)

$$F_{di} = \gamma_I E_i + G_k + \psi_2 \cdot Q_k$$

Punto 3.3 – Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

$\gamma_I \cdot E_i$ l'azione sismica per lo stato limite in esame, con γ_I =fattore di importanza;

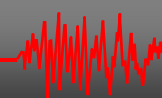
G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;

Q_k il valore caratteristico delle azioni accidentali;

$\psi_2=0,30$ per la destinazione d'uso di *abitazioni e uffici*;

$\psi_2=0,80$ per la destinazione d'uso di *magazzini, archivi e scale*;

$\gamma_I = 1,0$ per *edifici ordinari* (**punto 4.7 – Fattori di importanza**).



VERIFICA A FLESSIONE (SLU) TRAVATA 1001-1002-1003-1004-1005

E1(Ex+0.3Ey)

E2(Ex-0.3Ey)

E3(-Ex+0.3Ey)

E4(-Ex-0.3Ey)

E5(0.3Ex+Ey)

E6(0.3Ex-Ey)

E7(-0.3Ex+Ey)

E8(-0.3Ex-Ey)

Momento di calcolo :Trave 1001-1002-1003-1004-1005
(solo azioni sismiche)

Trave	Lungh.	Dist.	E _x	E _y	E ₁	E ₂	E ₃	E ₄	E ₅	E ₆	E ₇	E ₈
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1001	5,80	0,00	-201	-57	-218	-184	184	218	-117	-3,7	3,7	117
		2,90	8,3	2,4	9,0	7,6	-7,6	-9,0	4,9	0,1	-0,1	-4,9
		5,80	218	61	236	200	-200	-236	127	3,9	-3,9	-127
		0,00	-216	-64	-236	-197	197	236	-129	-0,5	0,5	129

(Azioni sismiche + Carichi verticali)

Trave	Lungh.	Dist.	V=(Gk+0,3Qk)	V+E ₁	V+E ₂	V+E ₃	V+E ₄	1,4Gk+1,5Qk
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1001	5,80	0,00	-71	-290	-256	113	147	-124
		2,90	57	66	64	49	48	99
		5,80	-104	132	96	-303	-340	-181
1002	5,00	0,00	-90	-325	-287	107	146	-158
		2,50	40	4,4	10	69	75	69
		5,00	-46	120	92	-183	-211	-77
1003	3,40	0,00	-23	-122	-106	60	76	-38
		1,70	-9,6	-10	-8,9	-10	-8,7	-19
		3,40	-22	78	61	-104	-122	-36
1004	5,00	0,00	-44	-207	-183	96	120	-74
		2,50	40	75	70	10	4,8	70
		5,00	-91	143	108	-290	-324	-160
1005	5,80	0,00	-104	-341	-303	95	132	-181
		2,90	57	48	49	64	66	99
		5,80	-71	147	113	-256	-290	-124

Nel caso specifico Il valore del momento di calcolo in campata è sempre condizionato dalla combinazione dei soli carichi verticali

$$F_d = 1.4 G_k + 1.5 \cdot Q_k$$

In base a questi valori dei momenti flettenti si dimensioneranno le armature longitudinali nelle travi

DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

TRAVATA 1001-1002-1003-1004-1005

Punto 5.5.2.2 – Armature longitudinali

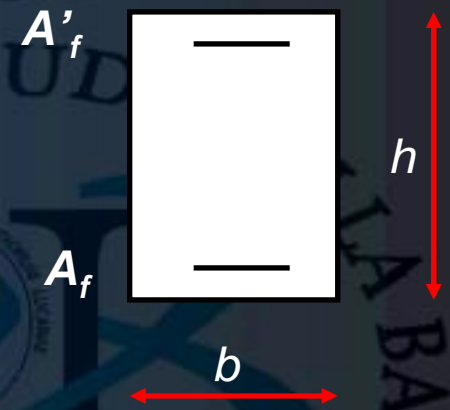
$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho, \rho' < \frac{7}{f_{yk}} \quad \text{Percentuali di armatura tesa } \rho \text{ e compressa } \rho' \text{ (} f_{yk} \text{ in N/mm}^2\text{)}$$

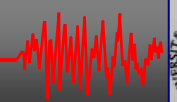
La travata ha dimensioni costanti 40x60, usando un acciaio FeB44k ==>

$$A_s^{\min} = A_i^{\min} = \frac{1.4}{f_{yk}} (b \cdot h) = \frac{1.4}{430} \cdot (40 \times 60) = 7.81 \text{ cm}^2$$

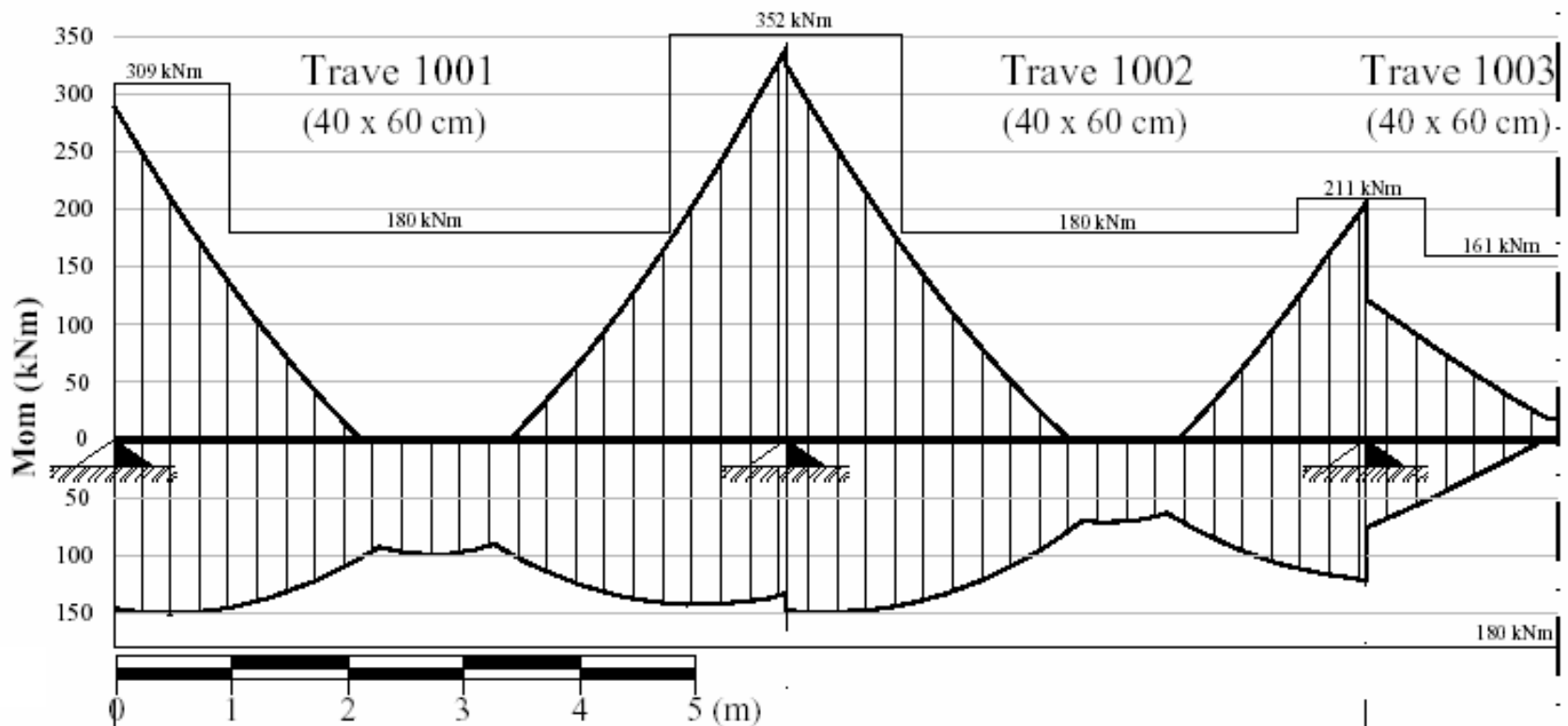
Inoltre il **D.M. 9 gennaio 1996** prescrive che in presenza di torsione l'interasse fra le barre non deve superare i **35 cm**.

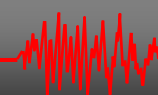
Oltre queste prescrizioni, l'armatura flessionale deve, naturalmente soddisfare le condizioni di resistenza ovvero i momenti ultimi calcolati in base alle armature effettivamente disposte devono essere maggiori o uguali dei momenti sollecitanti in ogni sezione. In ogni sezione vi sono inoltre momenti sia positivi che negativi e sarà necessario per questo determinare momenti ultimi sia positivi che negativi.



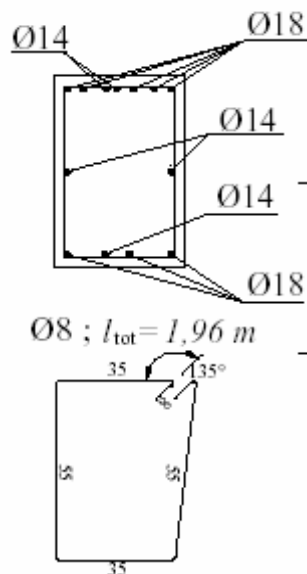


SOLLECITAZIONI DI PROGETTO: Travata 1001-1002-1003-1004-1005



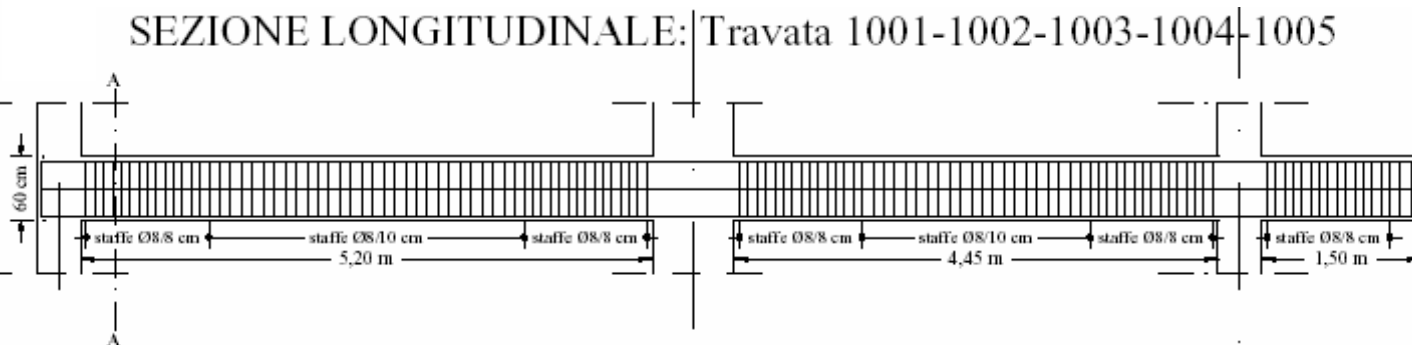


Sezione A-A

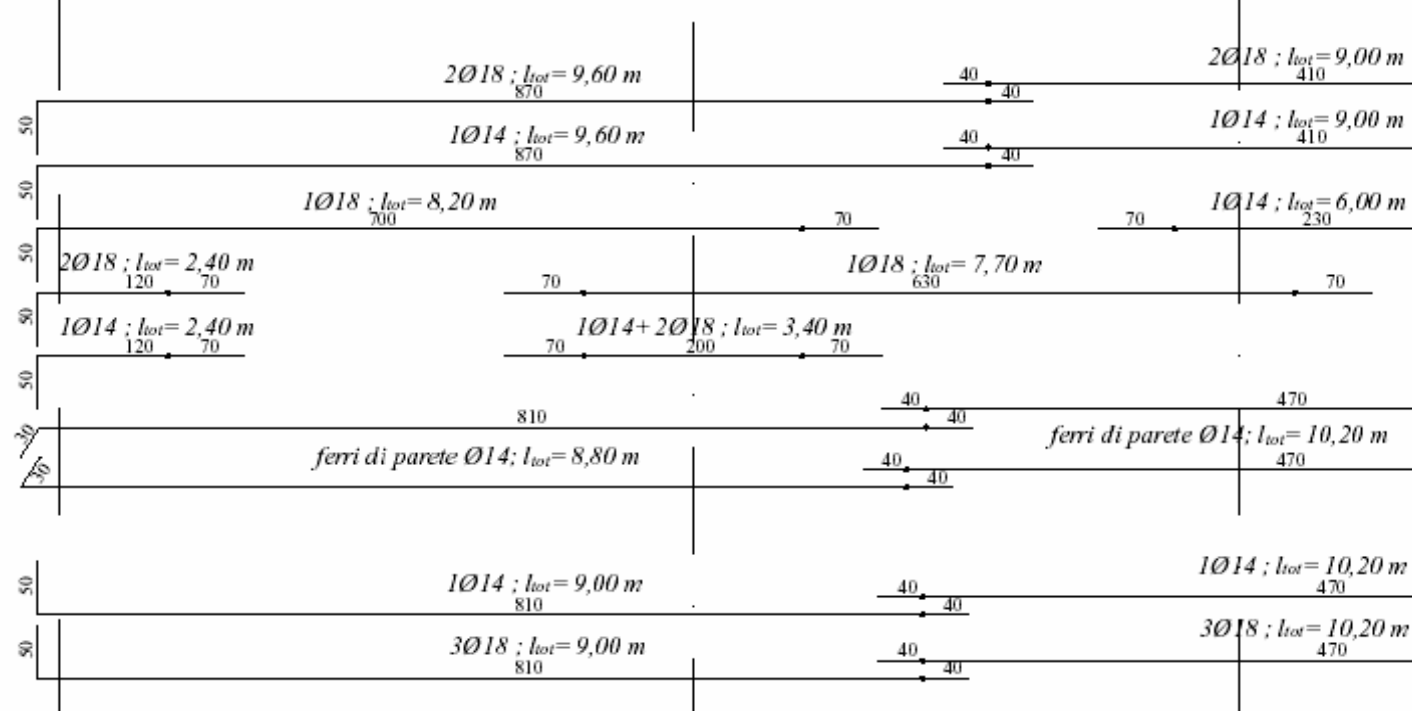


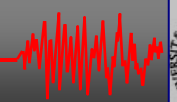
Distinta armature

SEZIONE LONGITUDINALE: Travata 1001-1002-1003-1004-1005



DISTINTA DEI FERRI: Travata 1001-1002-1003-1004-1005





DIMENSIONAMENTO ARMATURE LONGITUDINALI

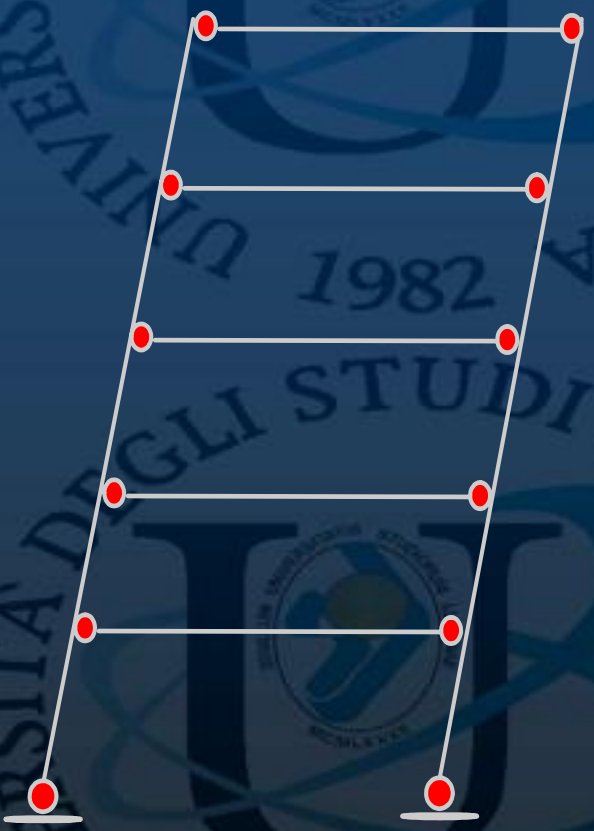
TRAVATA 1001-1002-1003-1004-1005

- Si osservi che l'armatura al bordo inferiore, oltre che dai minimi, risulta essere condizionata dalla disposizione di normativa secondo la quale in ciascuna estremità collegata con i pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, la percentuale d'armatura compressa non deve essere minore della metà di quella tesa nella stessa sezione (**punto 5.5.2.2 – Armature longitudinali**).
- Si osservi che la forma del diagramma involuppo dei momenti sollecitanti è condizionata, in alcuni tratti centrali di ciascuna campata, anche dall'andamento del diagramma flettente ottenuto dall'azione dei soli carichi verticali ($1,4Gk + 1,5Qk$).

DIMENSIONAMENTO ARMATURE TRASVERSALI

TRAVATA 1001-1002-1003-1004-1005

Questo passo va eseguito in funzione del massimo taglio cui può essere soggetta la trave e non del taglio che scaturisce dai carichi agenti.



Considerando il tipo di meccanismo che si vuole ottenere per strutture ad Alta Duttività si ha la formazione di due cerniere plastiche in ogni trave (ed in ultimo nei pilastri alla base). Il momento con cui reagiscono tali cerniere è pari al momento ultimo di cui è capace la sezione (M_u)

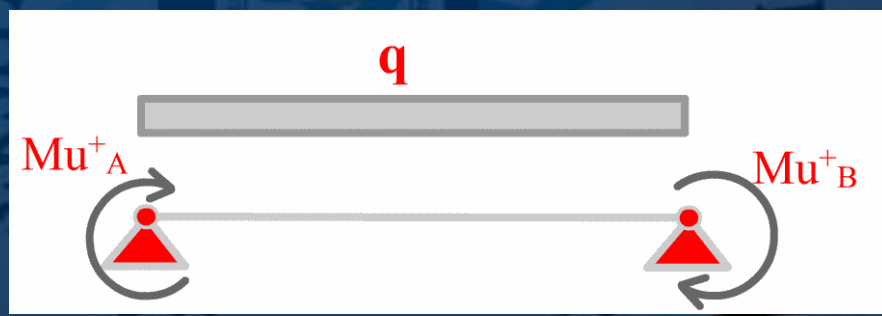


In questo caso sono stati considerati i momenti ultimi con verso positivo (antiorario). In A sono tese le fibre inferiori ed in B quelle superiori

Questo schema è equivalente ad una trave appoggiata con due coppie d'estremità

DIMENSIONAMENTO ARMATURE TRASVERSALI

TRAVATA 1001-1002-1003-1004-1005



$$V_A = \gamma_{RD} \frac{M_{UA}^+ + M_{UB}^+}{l} + \frac{q \cdot l}{2}$$

$$V_B = \gamma_{RD} \frac{M_{UA}^+ + M_{UB}^+}{l} + \frac{q \cdot l}{2}$$

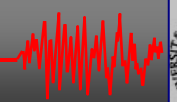
In condizioni ultime deve essere garantita la portanza ai carichi verticali q

$$\gamma_{RD} = 1.2$$

Incertezza sui materiali

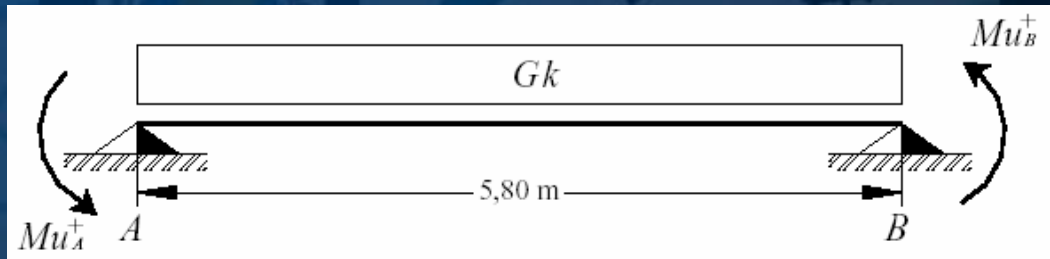
La normativa (**punto 5.4.1.1**) impone di considerare tutti e due i possibili versi dei momenti ultimi alle estremità (comunque concordi), ed inoltre la presenza e l'assenza dei carichi variabili (2 casi) → si ottengono 4 combinazioni da involuppare

$$q = \begin{cases} Gk + \psi_2 Qk \\ Gk \end{cases}$$

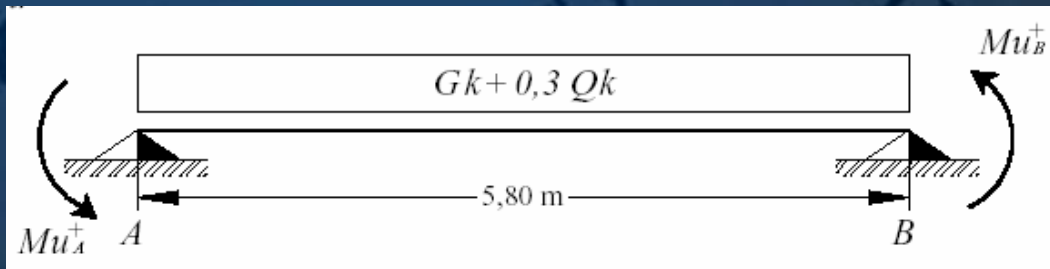


COMBINAZIONI DI CARICO – TAGLIO DI CALCOLO

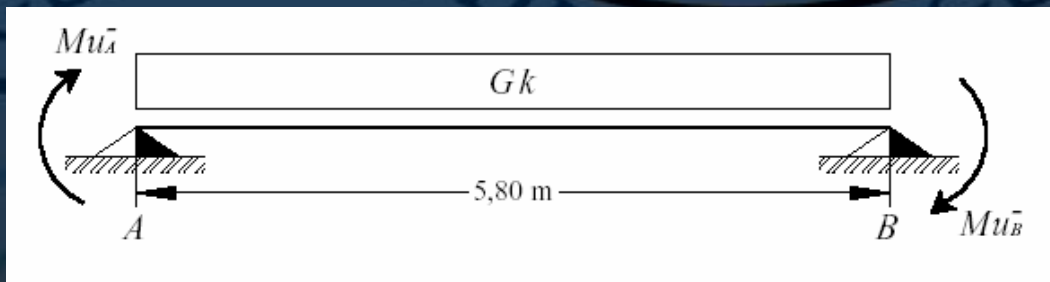
TRAVATA 1001-1002-1003-1004-1005



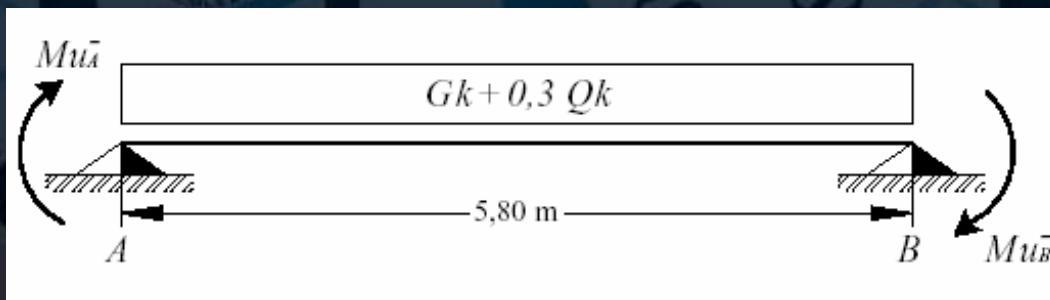
Schema n. 1



Schema n. 2



Schema n. 3

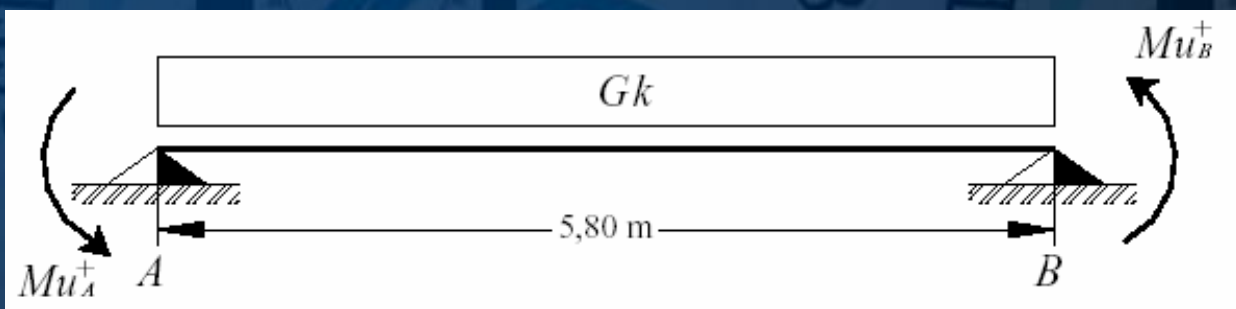


Schema n. 4

COMBINAZIONI DI CARICO – TAGLIO DI CALCOLO

TRAVATA 1001-1002-1003-1004-1005

Schema n. 1



$$M_{uA}^+ = 309 \text{ kNm}$$

$$M_{uB}^+ = 180 \text{ kNm}$$

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

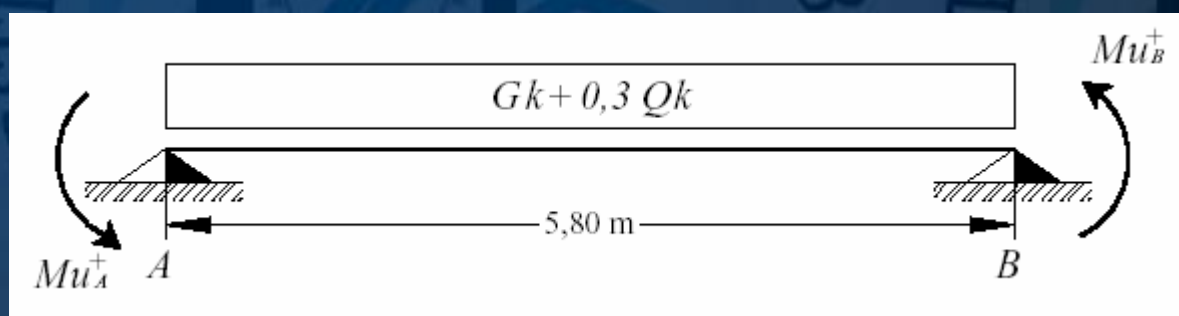
$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{G_K \cdot l_{trave}}{2} = 1.2 \frac{309 + 180}{5.8} + \frac{31.1 \cdot 5.80}{2} = 191 \text{ kN}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} - \frac{G_K \cdot l_{trave}}{2} = 1.2 \frac{309 + 180}{5.8} - \frac{31.1 \cdot 5.80}{2} = 11 \text{ kN}$$

COMBINAZIONI DI CARICO – TAGLIO DI CALCOLO

TRAVATA 1001-1002-1003-1004-1005

Schema n. 2



$$M_{uA}^+ = 309 \text{ kNm}$$

$$M_{uB}^+ = 180 \text{ kNm}$$

$$G_k + 0.3Q_k = 31,1 + 0.3 * 10.8 = 34.3 \text{ kN/m}$$

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{309 + 180}{5,80} + \frac{34,3 \cdot 5,80}{2} = 200 \text{ kN}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{309 + 180}{5,80} - \frac{34,3 \cdot 5,80}{2} = 2 \text{ kN}$$

Dai quattro schemi considerati risulta:

$$V_{A \text{ max}} = +200 \text{ kN}$$

$$V_{A \text{ min}} = -20 \text{ kN}$$

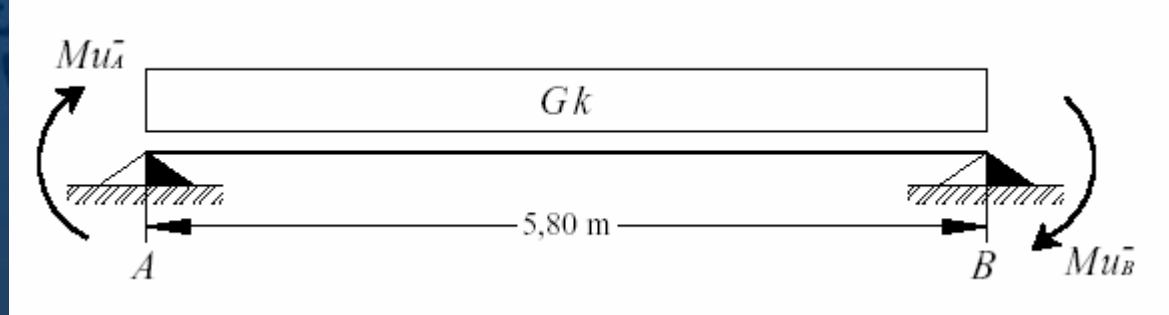
$$V_{B \text{ max}} = +11 \text{ kN}$$

$$V_{B \text{ min}} = -209 \text{ kN}$$

COMBINAZIONI DI CARICO – TAGLIO DI CALCOLO

TRAVATA 1001-1002-1003-1004-1005

Schema n. 3



$$M_{uA}^- = -180 \text{ kNm}$$

$$M_{uB}^- = -352 \text{ kNm}$$

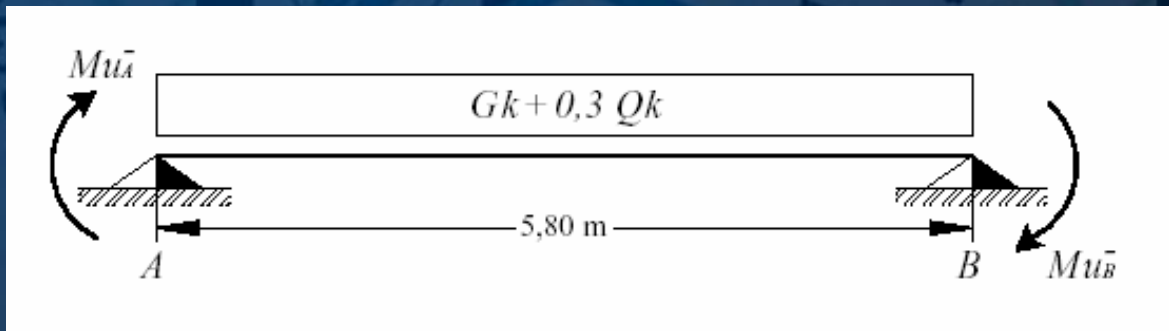
$$G_k = 31,1 \text{ kN/m}$$

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{-352 - 180}{5,80} + \frac{31,1 \cdot 5,80}{2} = -20 \text{ kN}$$
$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{-352 - 180}{5,80} - \frac{31,1 \cdot 5,80}{2} = -200 \text{ kN}$$

COMBINAZIONI DI CARICO – TAGLIO DI CALCOLO

TRAVATA 1001-1002-1003-1004-1005

Schema n. 4



$$M_{uA}^- = -180 \text{ kNm}$$

$$M_{uB}^- = -352 \text{ kNm}$$

$$G_k + 0.3Q_k = 31,1 + 0.3 * 10.8 = 34.3 \text{ kN/m}$$

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{-352 - 180}{5,80} + \frac{34,3 \cdot 5,80}{2} = -11 \text{ kN}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{-352 - 180}{5,80} - \frac{34,3 \cdot 5,80}{2} = -209 \text{ kN}$$

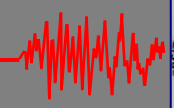
Dai quattro schemi
considerati risulta:

$$V_{A \text{ max}} = +200 \text{ kN}$$

$$V_{A \text{ min}} = -20 \text{ kN}$$

$$V_{B \text{ max}} = +11 \text{ kN}$$

$$V_{B \text{ min}} = -209 \text{ kN}$$



COMBINAZIONI DI CARICO – TAGLIO DI CALCOLO

TRAVATA 1001-1002-1003-1004-1005

Taglio di progetto : Trave 1001-1002-1003-1004-1005 (kN)						
N° trave	Lungh. (m)	progr. (m)	Mu ⁺	Mu ⁻	V _{MAX}	V _{MIN}
1001	5.80	0.0	309	-180	200	-20
		5.8	180	-352	11	-209
1002	5.00	5.8	352	-180	214	-16
		10.8	180	-211	50	-180
1003	3.40	10.8	211	-180	153	-123
		14.2	180	-211	123	-153
1004	5.00	14.2	211	-180	180	-50
		19.2	180	-352	16	-214
1005	5.80	19.2	352	-180	209	-11
		25.0	180	-309	20	-200

Punto 5.4.1.2 – Verifiche di resistenza-Taglio.

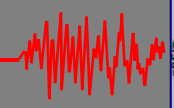
Per la verifica a taglio deve trascurarsi il contributo dovuto al calcestruzzo. Il taglio resistente dovuto alle armature (staffe) dovrà coprire il taglio di calcolo come appena determinato

Nei calcoli è stata considerata anche la combinazione dei soli carichi verticali, (1.4 G_k+1.5 Q_k) non riportata in tabella perché meno gravosa

Taglio resistente:
contributo delle sole armature
D.M. 9 gennaio 1996

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0.9d}{s} (\sin\alpha + \cos\alpha) > |V_{sdu}|$$

- α = inclinazione staffe (90°)
- A_{sw} = area della singola staffa
- f_{yw} = tens. di snervamento acciaio
- d = altezza utile della trave
- s = passo delle staffe



VERIFICA AL TAGLIO - DETTEGLI ARMATURE TRASVERSALI:

Travi 1001-1002-1003-1004-1005

Il passo **s** delle staffe è condizionato dal punto **Punto 5.5.2.3 – Armature trasversali**

Alle **estremità** delle travi devono essere previste staffe di contenimento, per una lunghezza pari a due volte l'altezza utile ($2 \times 56 = 112 \text{ cm}$) della sezione ad un passo non maggiore della più piccola delle seguenti grandezze:

1. - un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale ($56/4 = 14 \text{ cm}$)
2. - 15 cm
3. - sei volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche ($6 * 14 = 8,4 \text{ cm}$).

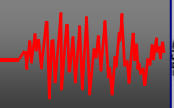
Pertanto si disporranno staffe $\phi 8 \text{ mm}$ con passo **80 mm**.

Il taglio resistente che ne consegue è

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0.9d}{s} (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) > |V_{sdu}|$$

$$V_{wd} = 2 \cdot 50.3 \cdot \frac{430}{1.15} \cdot \frac{0.9 \cdot 560}{80} = 237 \text{ kN} > |V_{sdu}| = 214 \text{ kN}$$

Zone di estremità



VERIFICA AL TAGLIO - DETTEGLI ARMATURE TRASVERSALI:

Travi 1001-1002-1003-1004-1005

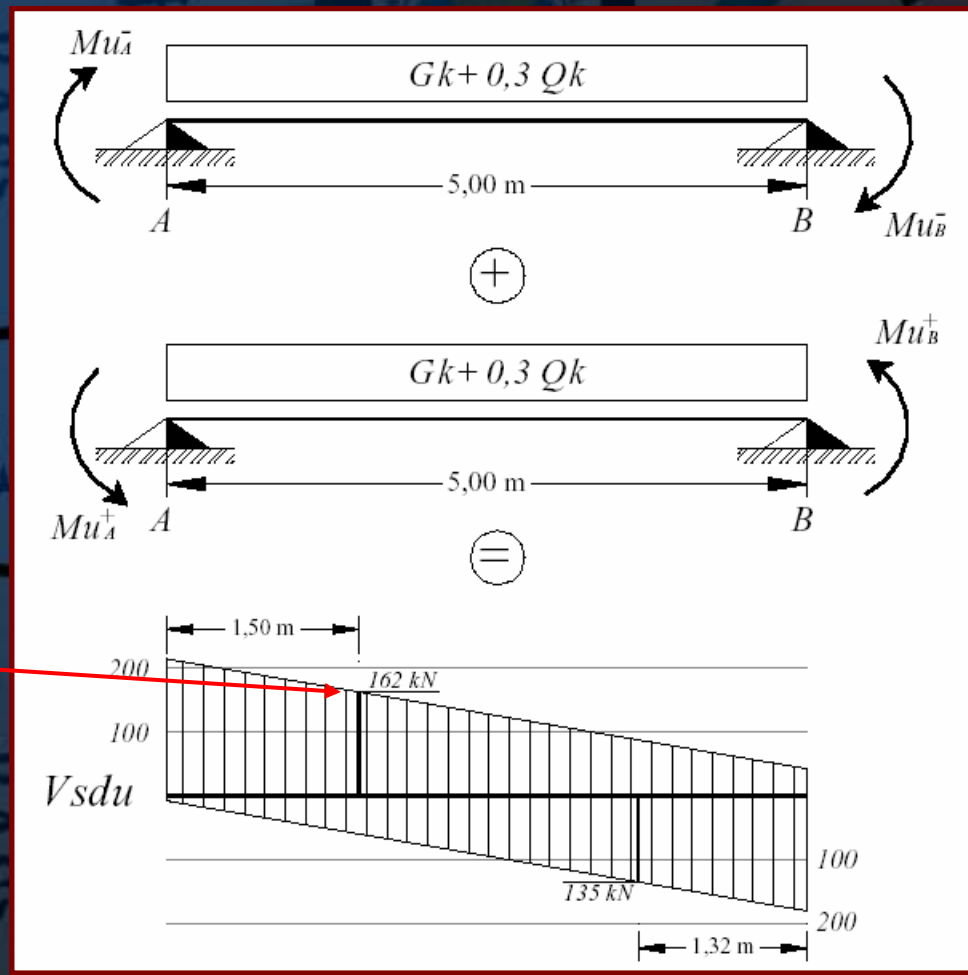
Zone intermedie

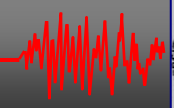
$$V_{wd} = 2 \cdot 50 \cdot 3 \cdot \frac{430}{1.15} \cdot \frac{0.9 \cdot 560}{100} = 189 \text{ kN} > |V_{sdu}|$$

la travata in esame, il massimo taglio in corrispondenza di una sezione distante due volte l'altezza utile dall'appoggio risulta: $V_{sdu} = \text{kN } 162$

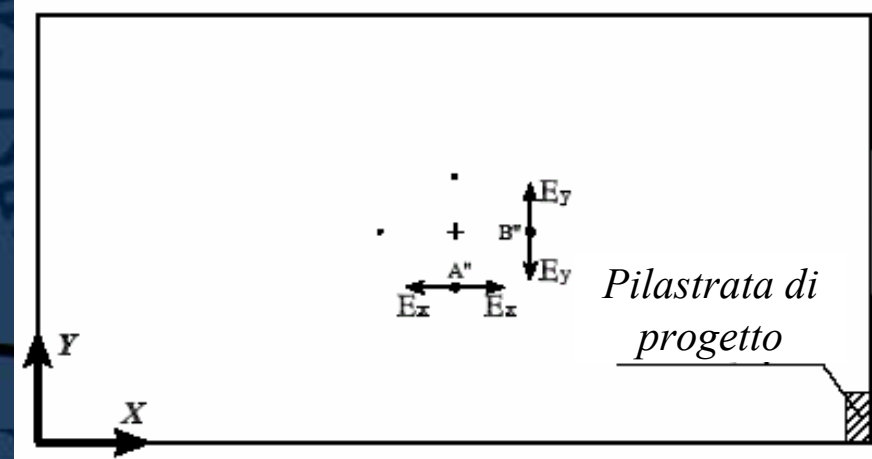
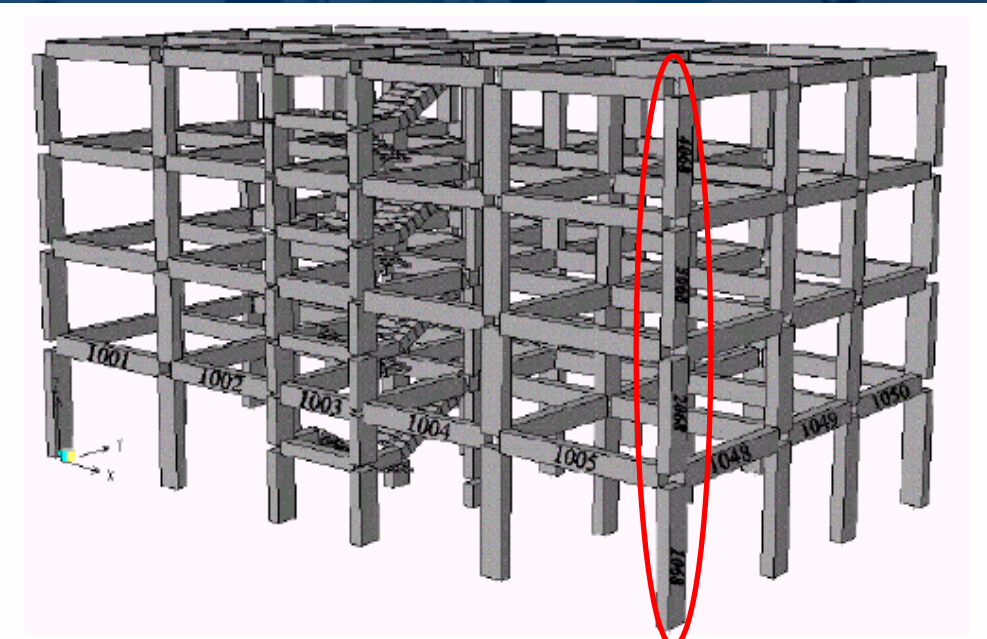
Deve essere rispettata, inoltre, la condizione:

$$V_{R1} = 10 \tau_{RD} \cdot b_w \cdot d = 10 \cdot \frac{R_{ck}^{2/3}}{28} \cdot b_w \cdot d = 10 \cdot \frac{25^{2/3}}{28} \cdot 400 \cdot 560 = 684 \text{ kN} > |V_{sdu}|$$





PILASTRATA: 1068 – 2068 – 3068 - 4068

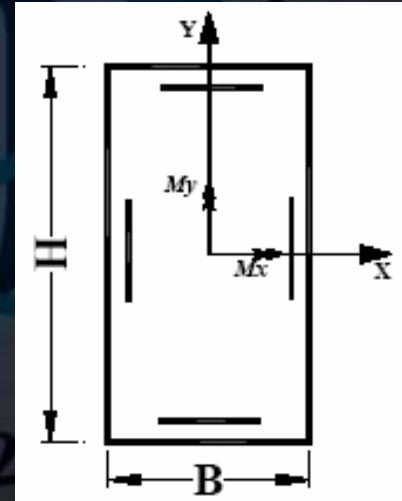


Sebbene sussistano 32 possibili combinazioni sismiche, 8 sono le più gravose e cioè quelle con E_x agente in A'' ed E_y agente B''

- E1 ($E_x + 0.3E_y$) E2 ($E_x - 0.3E_y$) E3 ($-E_x + 0.3E_y$) E4 ($-E_x - 0.3E_y$)
- E5 ($0.3E_x + E_y$) E6 ($0.3E_x - E_y$) E7 ($-0.3E_x + E_y$) E8 ($-0.3E_x - E_y$)

Considerata la simultaneità delle azioni sismiche lungo le due direzioni ortogonali X e Y, i pilastri dovranno essere verificati a pressoflessione deviata

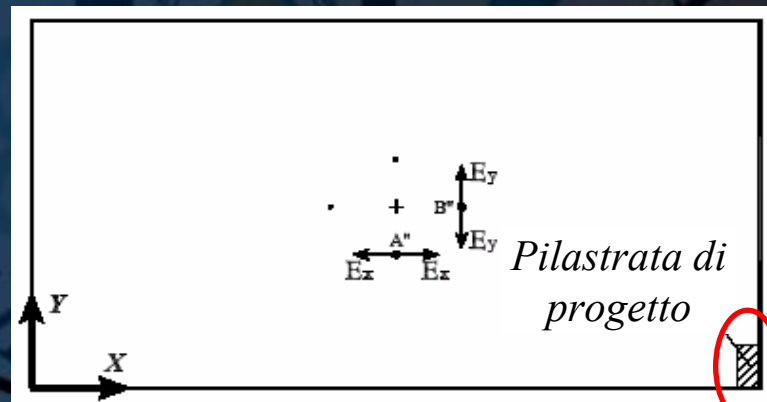
Tali momenti M_x ed M_y sono ottenuti dalla combinazione modale **CQC** e questo restituisce valori privi di segno. Tale problema può essere agevolmente risolto assegnando alle sollecitazioni ottenute il segno che esse presentano nel primo modo di vibrare.



PILASTRATA 1068 – 2068 – 3068 – 4068: Momenti flettenti

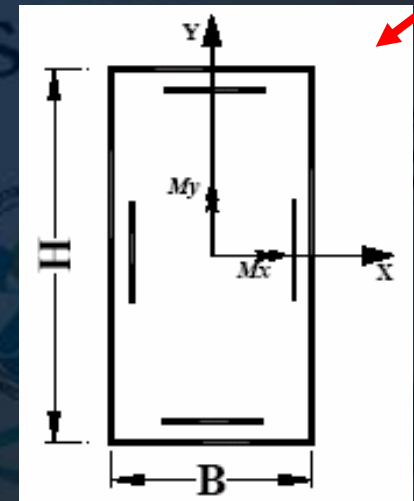
Pilastrata 1068-2068-3068-4068: M_x
(solo azioni sismiche)

Pilastrata	Lungh.	Progr.	E _x	E _y	E ₁	E ₂	E ₃	E ₄	E ₅	E ₆	E ₇	E ₈
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1068	4,00	0,00	-224	-470	-365	-84	84	365	-537	402	-402	537
		4,00	93	198	153	34	-34	-153	226	-170	170	-226
2068	3,20	4,00	-58	-106	-90	-27	27	90	-123	88	-88	123
		7,20	55	107	87	23	-23	-87	123	-90	90	-123
3068	3,20	7,20	-40	-78	-63	-16	16	63	-89	66	-66	89
		10,40	68	132	107	28	-27	-107	153	-113	113	-153
4068	3,20	10,40	13	20	18	6,6	-6,6	-18	23	-16	16	-23
		13,60	35	70	56	14	-14	-56	80	-59	59	-80



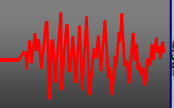
Pilastrata 1068-2068-3068-4068: M_y
(solo azioni sismiche)

Pilastrata	Lungh.	Progr.	E _x	E _y	E ₁	E ₂	E ₃	E ₄	E ₅	E ₆	E ₇	E ₈
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1068	4,00	0,00	-154	-44	-168	-141	141	168	-90	-2,4	2,4	90
		4,00	103	30	112	94	-94	-112	60	1,3	-1,3	-60
2068	3,20	4,00	-101	-30	-110	-93	93	110	-60	-0,8	0,8	60
		7,20	84	25	92	77	-77	-92	50	0,6	-0,6	-50
3068	3,20	7,20	-60	-18	-65	-54	54	65	-35	-0,4	0,4	35
		10,40	79	23	86	72	-72	-86	47	0,8	-0,8	-47
4068	3,20	10,40	-25	-7,7	-27	-23	23	27	-15	0,2	-0,2	15
		13,60	50	15	54	45	-45	-54	30	0,1	-0,1	-30



My => E1 (Ex+0.3Ey) E4 (-Ex-0.3Ey)

Mx => E5 (0.3Ex+Ey) E8 (-0.3Ex-Ey)



PILASTRATA 1068 – 2068 – 3068 – 4068: Momenti flettenti

Questi momenti flettenti sismici ricavati vanno combinati con quelli derivanti dai carichi verticali $G_k + \psi Q_k$

Pilastrata 1068-2068-3068-4068: M_y
(Azioni sismiche + Carichi verticali)

Pilastro (n°)	Lungh. (m)	Progr. (m)	$V=(G_k+\psi\cdot Q_k)$ (kNm)	V+E ₁ (kNm)	V+E ₂ (kNm)	V+E ₃ (kNm)	V+E ₄ (kNm)	V+E ₅ (kNm)	V+E ₆ (kNm)	V+E ₇ (kNm)	V+E ₈ (kNm)
1068	4,00	0,00	13	-155	-129	154	180	-78	10	15	103
		4,00	-26	86	68	-119	-137	35	-24	-27	-86
2068	3,20	4,00	46	-64	-46	138	156	-14	45	47	106
		7,20	-45	47	32	-122	-136	5,3	-44	-45	-95
3068	3,20	7,20	38	-27	-17	92	103	2,2	37	38	73
		10,40	-37	49	35	-109	-123	9,3	-37	-38	-84
4068	3,20	10,40	47	19	24	69	74	31	47	46	62
		13,60	-57	-2,9	-12	-102	-111	-27	-57	-57	-87

Pilastrata 1068-2068-3068-4068: M_x
(Azioni sismiche + Carichi verticali)

Pilastro (n°)	Lungh. (m)	Progr. (m)	$V=(G_k+\psi\cdot Q_k)$ (kNm)	V+E ₁ (kNm)	V+E ₂ (kNm)	V+E ₃ (kNm)	V+E ₄ (kNm)	V+E ₅ (kNm)	V+E ₆ (kNm)	V+E ₇ (kNm)	V+E ₈ (kNm)
1068	4,00	0,00	-7,0	-372	-91	77	358	-544	395	-409	530
		4,00	8,1	161	42	-26	-145	234	-162	178	-218
2068	3,20	4,00	-20	-110	-47	6,6	70	-143	69	-108	103
		7,20	15	102	38	-8,2	-72	138	-75	105	-108
3068	3,20	7,20	-12	-75	-29	4,1	51	-102	53	-78	77
		10,40	13	120	40	-15	-95	166	-100	125	-140
4068	3,20	10,40	-15	3,4	-8,3	-22	-33	8,4	-31	0,9	-38
		13,60	17	73	31	2,5	-40	97	-43	76	-64

Amplificazione momenti flettenti

PILASTRATA 1068 - 2068 - 3068 - 4068:

Pilastro	Lungh.	Progr.	V+E ₁ (min M _y)			V+E ₄ (max M _y)			V+E ₅ (min M _x)			V+E ₈ (max M _x)		
			M _x	M _y	N	M _x	M _y	N	M _x	M _y	N	M _x	M _y	N
1068	4,00	0,00	-372	-155	-526	358	180	-590	-544	-78	-746	530	103	-371
		4,00	161	86	-496	-144	-137	-560	234	35	-716	-218	-86	-341
2068	3,20	4,00	-110	-64	-381	70	156	-426	-143	-14	-508	103	106	-300
		7,20	102	47	-357	-72	-136	-402	138	5	-484	-108	-95	-276
3068	3,20	7,20	-75	-27	-245	51	102	-269	-102	2	-312	77	73	-203
		10,40	120	49	-225	-94	-123	-248	166	9	-291	-140	-84	-182
4068	3,20	10,40	3	19	-109	-33	74	-117	8	31	-132	-38	62	-94
		13,60	73	-3	-88	-39	-111	-96	97	-27	-111	-64	-87	-73

Questi momenti flettenti non possono essere usati per le verifiche a pressoflessione deviata ma vanno amplificati per mezzo dei coefficienti α (**Gerarchia delle resistenze**)

$$\alpha = \gamma_{RD} \cdot \frac{\left| \sum M_{Rt} \right|}{\left| \sum M_p \right|}$$

$$\sum M_{Rt}$$

E' la somma dei momenti resistenti nelle travi che confluiscono nel nodo

$$\sum M_p$$

E' la somma dei momenti nei pilastri ottenuti dall'analisi al di sopra e al di sotto del nodo

$$\gamma_{RD} = 1.2$$

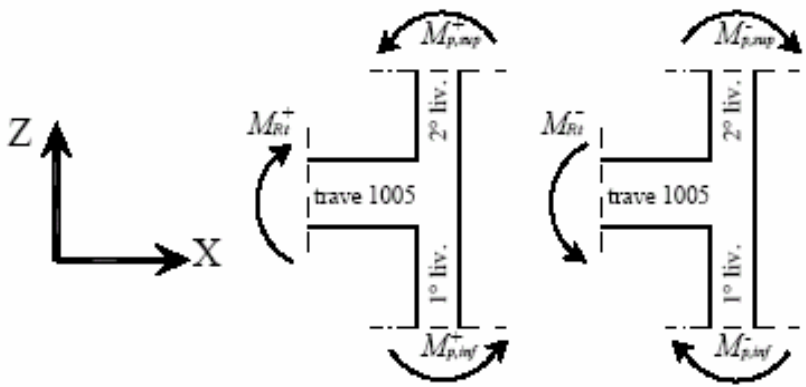
Fattore che copre l'incertezza sui materiali

Le verifica andranno eseguite quindi rispetto a quantità del tipo $\alpha_x M_x$ ed $\alpha_y M_y$
 Lo stesso α è valido per la sezione di base del pilastro al disopra del nodo e per la sezione di testa del pilastro al di sotto del nodo considerato

Amplificazione momenti flettenti

PILASTRATA 1068 – 2068 – 3068 – 4068:

- fattore di amplificazione α per M_y

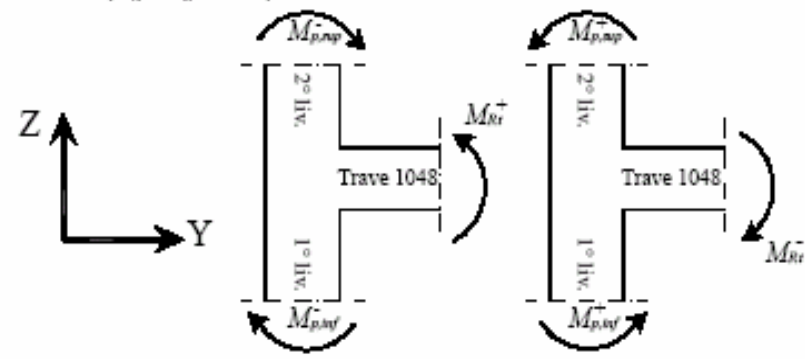


Nello specifico:

$$\alpha^+ = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rt}^+}{M_{p,sup}^+ + M_{p,inf}^+} = 1,2 \frac{180}{86,0 + 64,3} = 1,44$$

$$\alpha^- = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rt}^-}{M_{p,sup}^- + M_{p,inf}^-} = 1,2 \frac{309}{137,1 + 156,1} = 1,26$$

- fattore di amplificazione α per M_x



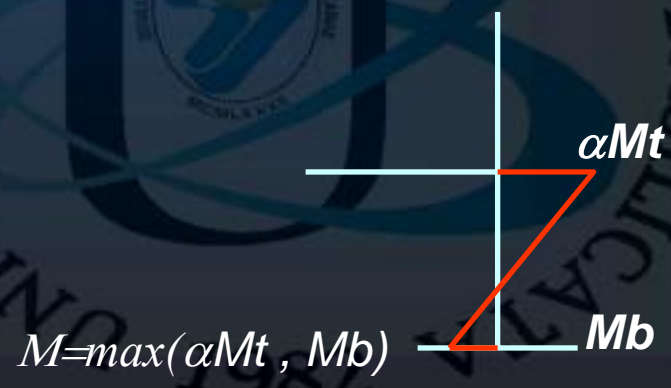
Nello specifico:

$$\alpha^+ = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rt}^+}{M_{p,sup}^- + M_{p,inf}^-} = 1,2 \frac{309}{217,8 + 103,4} = 1,15$$

$$\alpha^- = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rt}^-}{M_{p,sup}^+ + M_{p,inf}^+} = 1,2 \frac{358}{234,1 + 143,3} = 1,14$$

Nel caso in cui i momenti nei pilastri avessero verso discorde, il minore di due andrebbe posto al numeratore e l'equilibrio andrebbe realizzato dal solo pilastro con momento maggiore.

Inoltre per le sezioni di base dei pilastri del piano terra va considerato il momento maggiore tra il valore derivante dall'analisi e quello amplificato relativo alla sezione di testa



Amplificazione momenti flettenti

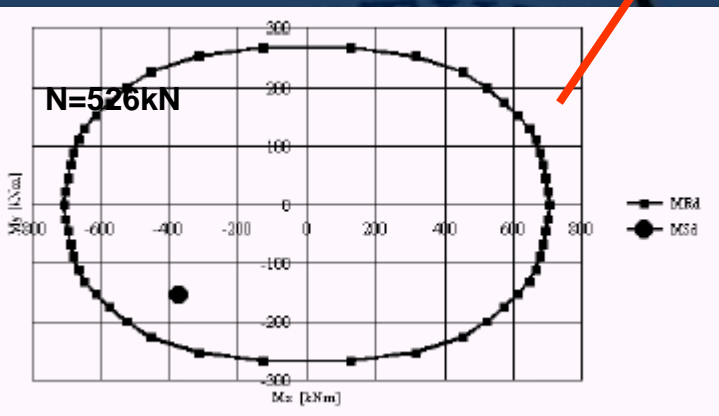
PILASTRATA 1068 – 2068 – 3068 – 4068:

Valori dei coefficienti α

Sollecitazioni di verifica

Combinazione Livello-nodo	Moltiplicatori dei momenti M_y		Moltiplicatori dei momenti M_x	
	V+E ₁	V+E ₄	V+E ₅	V+E ₈
1	1,44	1,26	1,15	1,14
2	1,73	1,22	1,21	1,13
3	3,12	1,23	1,06	1,09

Pilastro (n°)	Lungh. (m)	Progr. (m)	V+E ₁			V+E ₄			V+E ₅			V+E ₈		
			M _x	α M _y	N	M _x	α M _y	N	α M _x	M _y	N	α M _x	M _y	N
1068	4,00	0,00	-372	-155	-526	358	180	-590	-544	-78	-746	530	103	-371
		4,00	161	124	-496	-144	-173	-560	266	35	-716	-251	-86	-341
2068	3,20	4,00	-110	-92	-381	70	197	-426	-163	-14	-508	119	106	-300
		7,20	102	81	-357	-72	-166	-402	156	5,3	-484	-130	-95	-276
3068	3,20	7,20	-75	-47	-245	51	125	-269	-115	2	-312	93	73	-203
		10,40	120	152	-225	-94	-152	-248	233	9	-291	-203	-84	-182
4068	3,20	10,40	3	60	-109	-33	91	-117	12	31	-132	-56	62	-94
		13,60	73	-3	-88	-39	-111	-96	97	-27	-111	-64	-87	-73



Punto 5.5.2.2 – Armature longitudinali

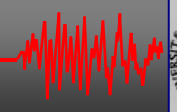
$1\% < \frac{A}{A_C} < 4\%$ Percentuale di armatura

$A^{min} = 40 \cdot 75 \cdot 0.01 = 30cm^2$ pilastri 1° e 2° livello
40x75

$A^{min} = 40 \cdot 65 \cdot 0.01 = 26cm^2$ pilastri 3° e 4° livello
40x65

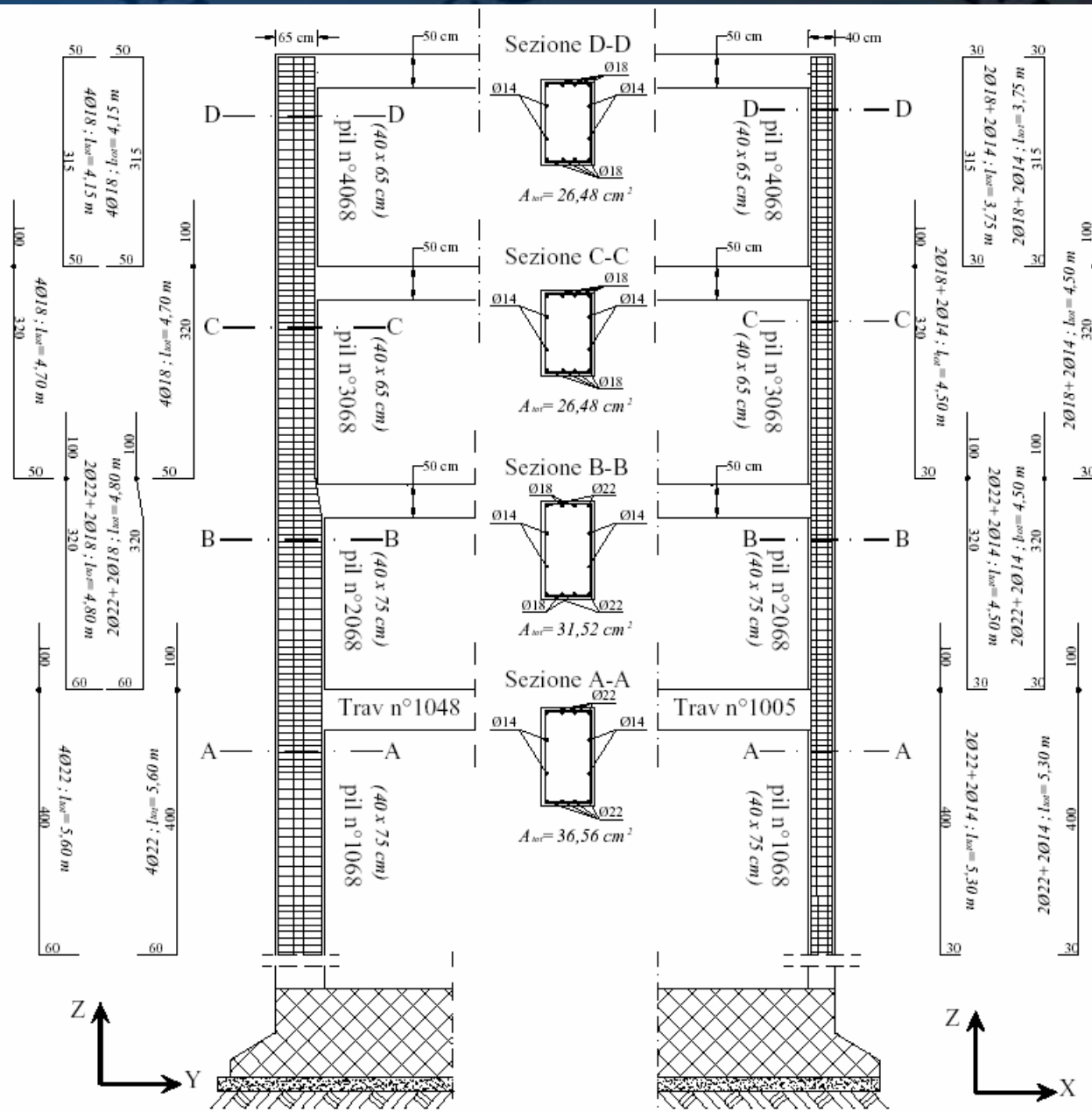
VcaSlu: (http://civserv.ing.unibs.it/utenti/gelfi/software/programmi_studenti.html)
EC2: (<http://www.dica.unict.it/users/agheri/Software/software.htm>).

D.M. 9 gennaio 1996 → L'interasse tra le barre deve essere < di 25 cm



DISTINTA

ARMATURE PILASTRI

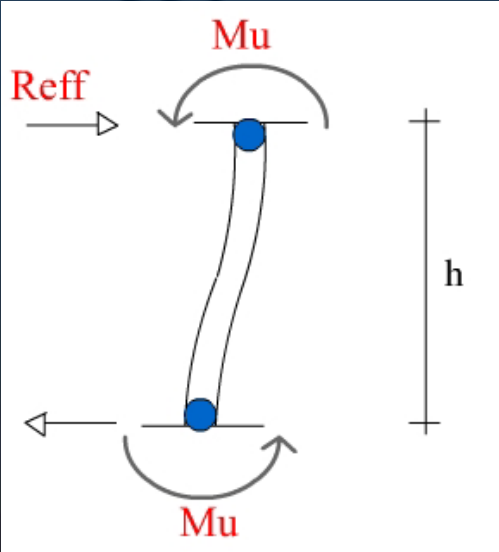


VERIFICA REGOLARITA' IN ELEVAZIONE (RESISTENZA)

Effettuate le verifiche a pressoflessione e definite le armature longitudinali nei pilastri è possibile completare la verifica di regolarità in elevazione

Punto 4.3.1 g) il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non sia significativamente diverso per piani diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta calcolata ad un generico piano non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro piano);

La resistenza effettiva ad un piano, determinata in modo semplificato, può essere assunta pari alla forza che induce la plasticizzazione di tutti i pilastri del piano in esame

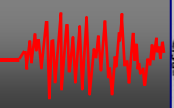


Per un solo pilastro

$$R_{eff} = \frac{2M_u}{h}$$

La resistenza richiesta R_{ric} può essere assunta pari al taglio che scaturisce dal calcolo

Per ogni piano si calcola il rapporto R_{eff} / R_{ric} sia in dir X che Y



VERIFICA REGOLARITA' IN ELEVAZIONE (RESISTENZA)

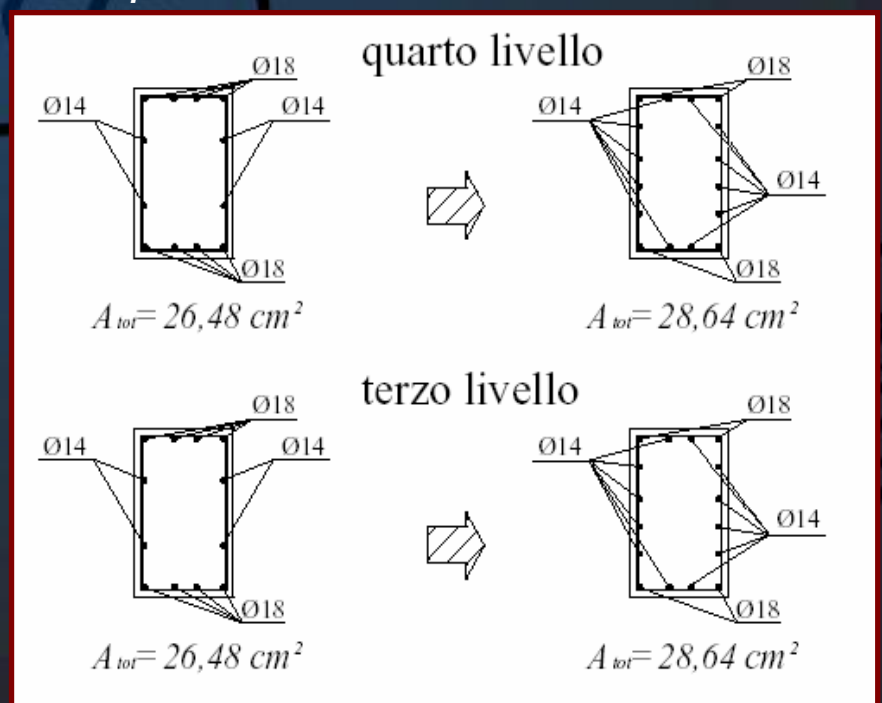
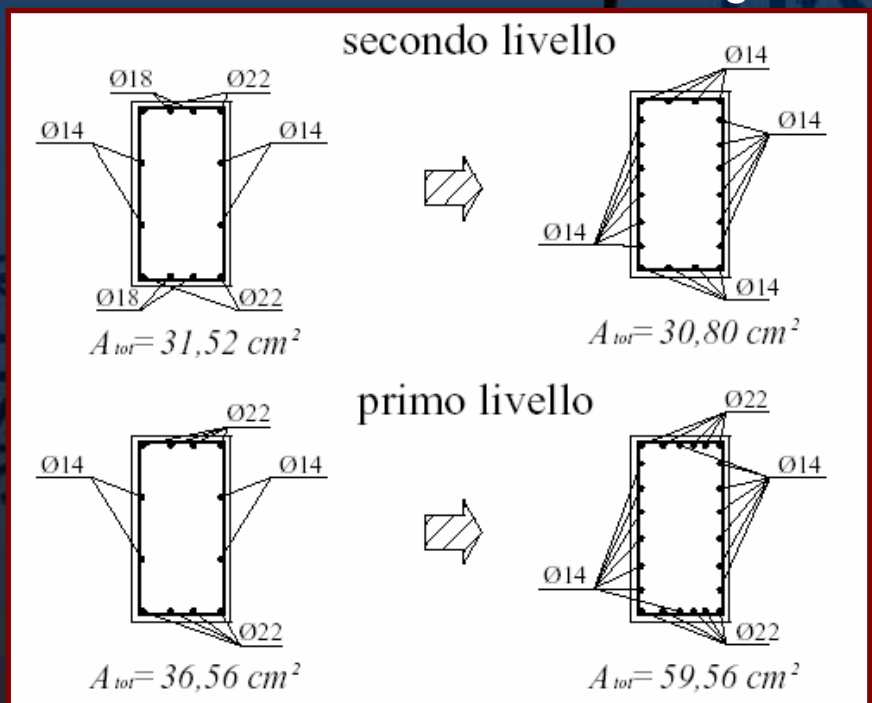
direzione Y

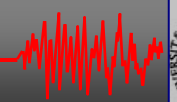
Piano	Resist. effettiva	Resist. richiesta	Rapporto	Variazione	
1° liv.	297	195	1,524	121,2%	No
2° liv.	297	88	3,372	33,2%	No
3° liv.	188	84	2,251		
4° liv.	158	28	5,710	153,7%	No

direzione X

Piano	Resist. effettiva	Resist. richiesta	Rapporto	Variazione	
1° liv.	111	79	1,401	3,3%	Si
2° liv.	124	91	1,354	6,0%	si
3° liv.	90	70	1,272		
4° liv.	75	58	1,300	2,2%	si

Rimedio: Incrementare l'armatura longitudinale nei pilastri





VERIFICA REGOLARITA' IN ELEVAZIONE (RESISTENZA)

Con le precedenti modifiche alle armature longitudinali dei pilastri di I°, II° e III° livello si ottengono i seguenti risultati

Piano	Resist. effettiva	Resist. richiesta	Rapporto	Variazione	
1° liv.	364	195	1,869	18,3%	si
2° liv.	194	88	2,210	12,5%	si
3° liv.	162	84	1,933	145,2%	no
4° liv.	131	28	4,739		

Piano	Resist. effettiva	Resist. richiesta	Rapporto	Variazione	
1° liv.	148	79	1,864	20,2%	si
2° liv.	136	91	1,487	7,6%	si
3° liv.	113	70	1,600	6,0%	si
4° liv.	98	58	1,696		

Le variazioni del rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta non varia mai di più del **20%** (limite imposto dalla norma per strutture regolari in elevazione) Punto 4.3.1 g)

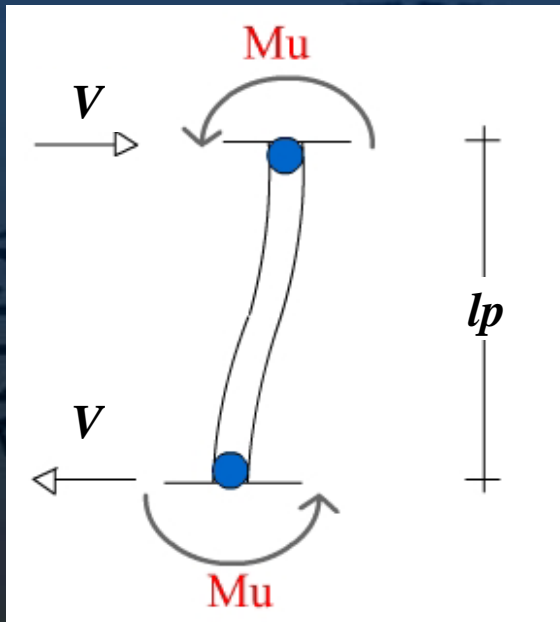
**Verifica
soddisfatta**

VERIFICA A TAGLIO

PILASTRATA 1068 – 2068 – 3068 – 4068

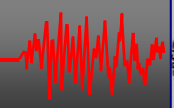
Punto 5.4.2.1 – Pilastri-Sollecitazioni di calcolo

Per le strutture in CD"A", al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio nei pilastri da utilizzare per le verifiche e per il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore (M_{Rp}^s) ed inferiore (M_{Rp}^i)



$$V = \gamma_{RD} \frac{M_{Rp}^i + M_{Rp}^s}{l_p} \quad \gamma_{RD} = 1.2$$

La resistenza al taglio si valuta secondo le espressioni applicabili alle situazioni non sismiche (**punto 5.4.2.2 – Verifiche di resistenza**). Si può tenere conto del contributo del calcestruzzo V_{cd}



VERIFICA A TAGLIO PILASTRATA

1068 - 2068 - 3068 - 4068

$$V_{cd} + V_{wd} \geq V$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0.9d}{s} (\sin\alpha + \cos\alpha)$$

$$V_{cd} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.6} = \frac{0.7 f_{ctm}}{1.6} = \frac{0.7 \cdot (0.27 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}})}{1.6}$$

V_{cd} Contributo del calcestruzzo

V_{wd} Contributo delle staffe

f_{ctd} = resistenza a trazione di calcolo del calcestruzzo

b_w = larghezza della sezione del pilastro

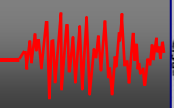
d = altezza utile della sezione del pilastro

Dettagli costruttivi

Alle **due estremità** del pilastro si devono disporre staffe di contenimento e legature per una lunghezza pari al lato maggiore della sezione trasversale (75 cm) e ad un passo non maggiore della più piccola delle seguenti grandezze (**punto 5.5.3.3 – Pilastri-Armature trasversali**):

- $\frac{1}{4}$ del lato minore della sezione trasversale del pilastro (40/4= 10 cm)
- 15 cm
- 6 volte il diametro minimo delle barre longitudinali (6x1.4=8.4 cm)

Il passo delle staffe sarà quindi **s = 8cm < 8.4 cm**



VERIFICA A TAGLIO

PILASTRATA 1068 - 2068 - 3068 - 4068

Taglio di calcolo pilastro primo livello

$$V_{SDU} = \gamma_{RD} \frac{M^i_{Rp} + M^s_{Rp}}{l_p} = 1.2 \frac{730 + 724}{4} = 436 \text{ kN}$$

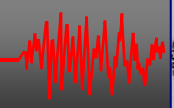
Taglio resistente CLS

$$V_{cd} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0.6 \cdot 1 \cdot 710 \cdot 400 = 170 \text{ kN}$$

Taglio resistente Acciaio

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0.9d}{s} (\sin\alpha + \cos\alpha) = 2 \cdot 50 \cdot \frac{430}{1.15} \cdot \frac{0.9 \cdot 710}{80} = 300 \text{ kN}$$

$$V_{cd} + V_{wd} = 170 \text{ kN} + 300 \text{ kN} = 470 \text{ kN} > V = 436 \text{ kN}$$



VERIFICA A TAGLIO

PILASTRATA 1068 - 2068 - 3068 - 4068

Nelle rimanenti parti del pilastro: per il 1° livello le stesse staffe e cioè ϕ 8/8 cm, mentre per il 2°, 3° e 4° livello staffe ϕ 8/20 cm, tenendo conto della limitazione di normativa (D.M. 9 gennaio 1996) che prevede una staffatura ad interasse non maggiore di 15 volte il diametro minimo delle barre longitudinali ($15 \phi 14 = 21$)

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0.9d}{s} (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha) =$$

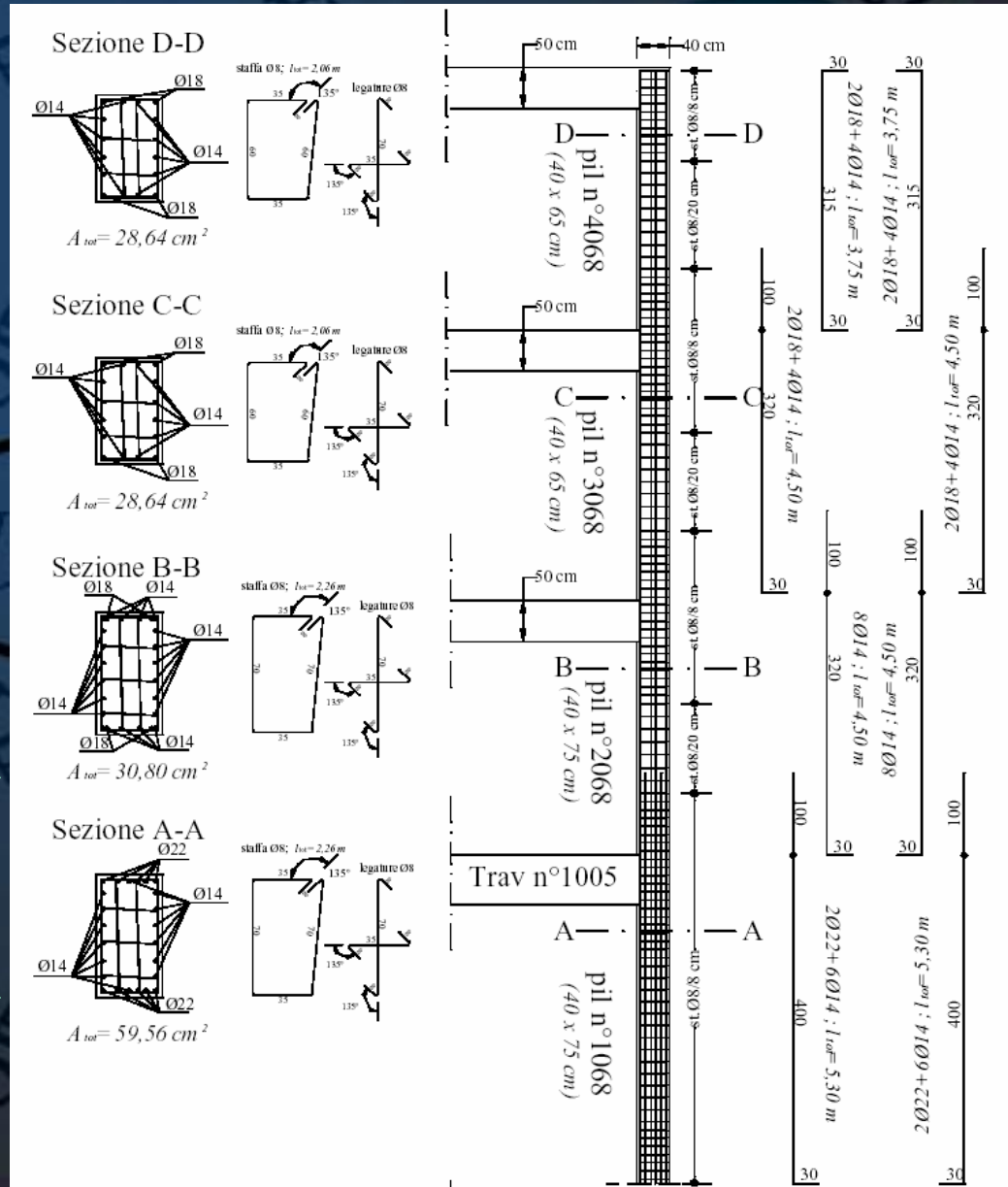
$$= 2 \cdot 50 \cdot \frac{430}{1.15} \cdot \frac{0.9 \cdot 710}{200} = 119 \text{ kN}$$

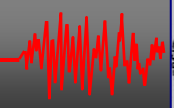
$$V_{cd} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d =$$

$$= 0.6 \cdot 1 \cdot 710 \cdot 400 = 170 \text{ kN}$$

$$V_{cd} + V_{wd} = 170 \text{ kN} + 119 \text{ kN} =$$

$$= 289 \text{ kN} > V = 233 \text{ kN}$$





VERIFICA DEL NODO

Si tratta di nodo non interamente confinato poiché non vi si innestano travi su tutte le 4 facce del pilastro

Punto 5.4.3.1 – Nodi trave pilastro-Definizioni.

Per nodi non interamente confinati è necessario effettuare la verifica

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}} \geq 0.05 \frac{R_{ck}}{f_y}$$

In cui:

n_{st} è il numero di braccia delle staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo,

A_{st} è l'area di ciascuna barra,

i è l'interasse tra le staffe,

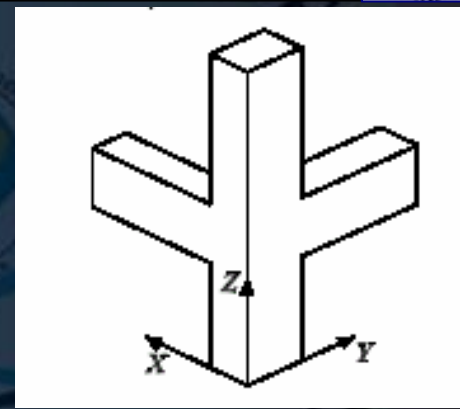
\bar{b} è la larghezza utile del nodo che è pari a:

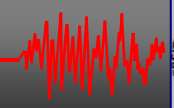
la larghezza utile del nodo \bar{b} si determina come segue

$$\min\{b_{colonna}; (b_{trave} + 0.5h_{colonna})\} \text{ se } b_{colonna} > b_{trave} \text{ oppure}$$



$$\min\{b_{trave}; (b_{colonna} + 0.5h_{colonna})\} \text{ se } b_{colonna} < b_{trave}$$





VERIFICA DEL NODO

Nel caso specifico

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{direzione X : } b_{colonna} = 75\text{cm}; b_{trave} = 40\text{cm} \Rightarrow \bar{b} = 60\text{cm} \\ \text{direzione Y : } b_{colonna} = 40\text{cm}; b_{trave} = 40\text{cm} \Rightarrow \bar{b} = 40\text{cm} \end{array} \right.$$

Utilizzando la stessa staffatura del pilastro $\phi 10/7$ (a due braccia) si ha

Direzione X

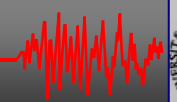
$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}} = \frac{2 \cdot 78.5}{80 \cdot 600} = 3.74 \cdot 10^{-3} \geq 0.05 \frac{R_{ck}}{f_y} = 0.05 \cdot \frac{25}{430} = 3.34 \cdot 10^{-3}$$

Verifica soddisfatta

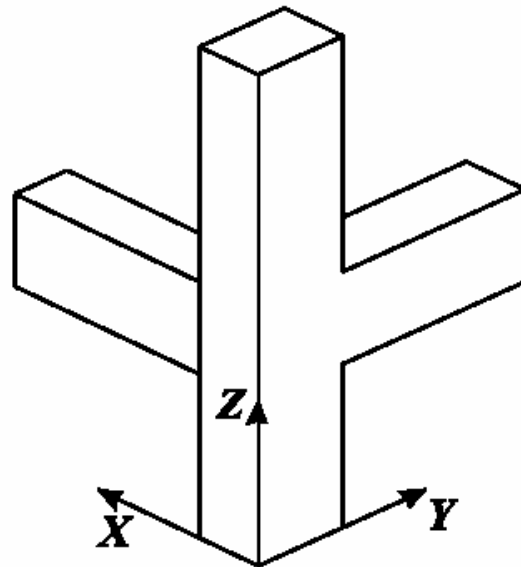
Direzione Y

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}} = \frac{2 \cdot 78.5}{80 \cdot 400} = 4.90 \cdot 10^{-3} \geq 0.05 \frac{R_{ck}}{f_y} = 0.05 \cdot \frac{25}{430} = 3.34 \cdot 10^{-3}$$

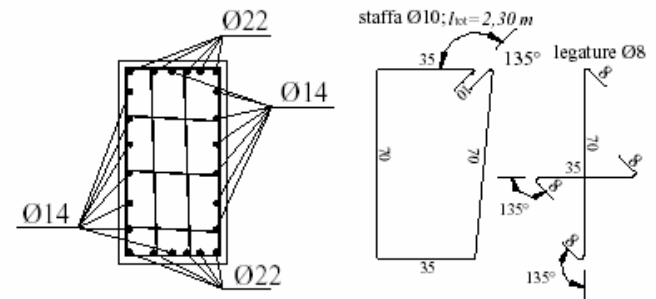
Verifica soddisfatta



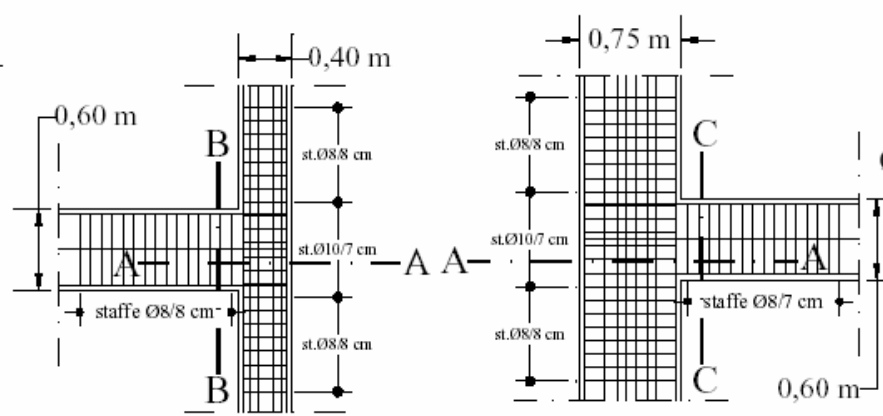
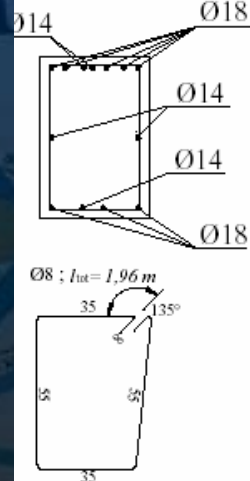
VERIFICA DEL NODO



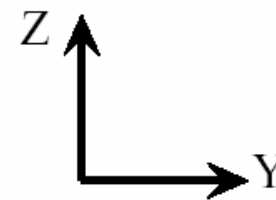
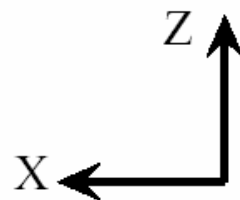
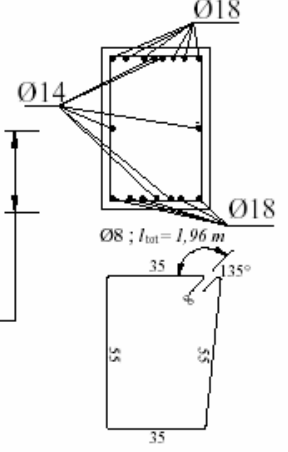
Sezione A-A

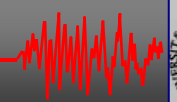


Sezione B-B



Sezione C-C



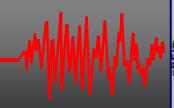


VERIFICA DIAFRAMMI ORIZZONTALI

2.13.8 DIAFRAMMI ORIZZONTALI: Verifica di resistenza

La verifica di resistenza degli impalcati nel proprio piano verrà presentata nel caso in cui gli elementi resistenti alle azioni orizzontali sono pareti in cemento armato.

Bisogna sottolineare che il soddisfacimento della verifica in tale caso implica il soddisfacimento della stessa anche per l'edificio ora calcolato: infatti, la presenza di poche pareti implica un'elevata concentrazione di sollecitazioni taglianti in poche sezioni dell'impalcato, sollecitazioni che, invece, sono meglio distribuite in sistemi caratterizzati da più telai.



VERIFICA STATO LIMITE DI DANNO

Cosa cambia rispetto allo SLU

1. Azione sismica: spettro elastico diviso 2.5
2. Coefficienti combinazioni di carico

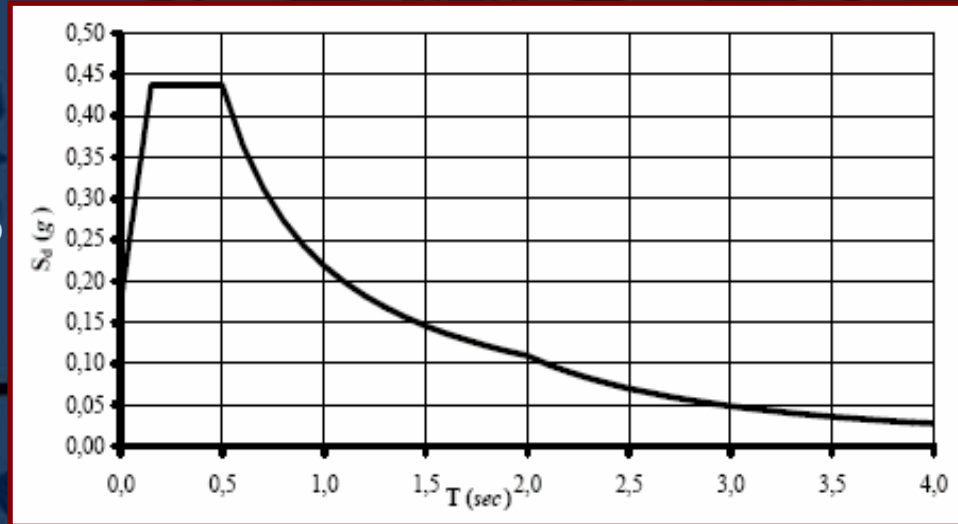
$$F_d = \gamma_1 E + G_k + \sum \Psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad \text{con}$$

$$\Psi_{0i} = 0.7 \text{ (abitaz., uffici)} \quad (\text{SLU } \Psi_2 = 0.3)$$

$$\Psi_{0i} = 1.0 \text{ (magazzini, scale)} \quad (\text{SLU } \Psi_2 = 0.8)$$

3. Pesi sismici

$$G_k + \sum \Psi_{Ei} \cdot Q_{ki} \quad \Psi_{Ei} = \Psi_{0i} \cdot \phi$$



Rieffettuando il calcolo dei pesi sismici con gli appropriati coefficienti di combinazione per lo SLD si ottengono differenze dell'ordine del **4%**

	<u>SLU</u>			<u>SLD</u>		
	W (kN)	M = W / g (t)	I _p = M · ρ ² (t·m ²)	W (kN)	M = W / g (t)	I _p = M · ρ ² (t·m ²)
1° livello	4207	429	32690	4383	447	34061
2° livello	3935	401	30542	4115	419	31928
3° livello	3867	394	30023	4047	412	31394
4° livello	3630	370	28200	3959	404	30750

I periodi di vibrazione della struttura (e quindi le azioni spettrali) risentono ancora meno di tale variazione dato che:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{W}{g \cdot K}}$$

Data la differenza, in questo caso si poteva anche evitare di ricalcolare i pesi sismici

CALCOLO E VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI (SLD)

Per l'azione sismica di progetto, dovrà essere verificato, che gli spostamenti strutturali, non producano danni (alle parti non strutturali) tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio. Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano (d_r) ottenuti dall'analisi siano inferiori ai limiti indicati (**punto 4.11.2 – Stato limite di danno**).

Nel caso specifico è di “ edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa”, deve risultare: $\frac{d_r}{h} \leq 0.005$ in cui h è l'altezza dell'interpiano

Per la determinazione dei massimi spostamenti interpiano si utilizzano le stesse regole usate per lo SLU, ovvero:

1. La combinazione degli effetti modali viene eseguita tramite **CQC**
2. Gli effetti delle azioni sismiche nelle direzioni **X e Y** vengono combinati sommando ai massimi in una direzione il **30%** dei massimi nella direzione ortogonale
3. Per simulare la presenza di una eccentricità aggiuntiva, il centro di massa viene spostato in direzione ortogonale all'azione sismica di **±5%** della dimensione corrispondente, individuando così **4** distinte posizioni del centro di massa
4. Gli spostamenti dovuti all'azione sismica verranno combinati con quelli derivanti dai carichi verticali secondo le combinazioni di cui al **punto 3.3:**

$$\left| \frac{d_r}{h} \right|_{\max} = \max \left\{ \frac{d_{k,i} - d_{k,i-1}}{h_i} \right\}$$

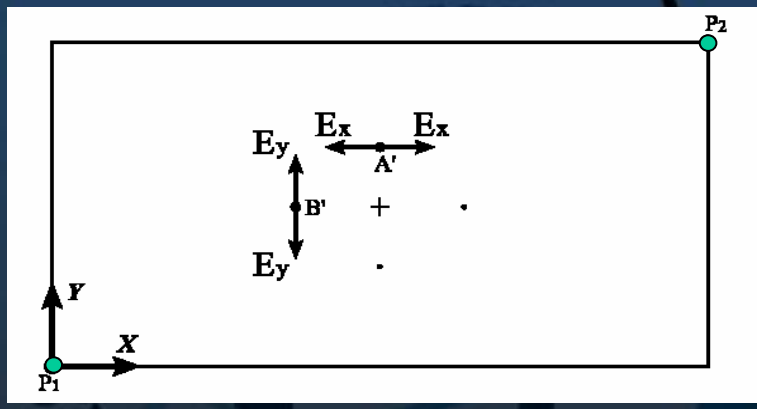
$k = 1 \dots m$ nodi impalcato

$i = 1 \dots n$ piani dell'edificio

$$F_d = \gamma_I E + G_k + \sum_i \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

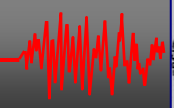
SPOSTAMENTI MASSIMI

Nel caso in esame, essendo valida l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido, i massimi spostamenti si verificheranno in corrispondenza dei telai esterni dell'edificio; conseguentemente, per la verifica allo SLD, si valuteranno i massimi spostamenti di interpiano in corrispondenza di 2 spigoli opposti della struttura (P_1 e P_2) nelle 2 direzioni ortogonali.



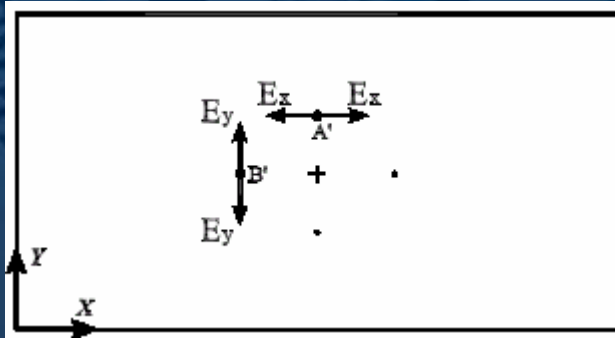
Spostamenti di interpiano secondo X								
Livello	P_1			P_2			Altezza di piano h (m)	$(d_r/h)_{max}$
	Ex	Ey	$d_r=Ex+30\% Ey$	Ex	Ey	$d_r=Ex+30\% Ey$		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
I	0,0108	0,0035	0,0118	0,0095	0,0038	0,0106	4,0	0,00296
II	0,0105	0,0033	0,0115	0,0098	0,0041	0,0110	3,2	0,00358
III	0,0098	0,0031	0,0107	0,0094	0,0041	0,0107	3,2	0,00336
IV	0,0060	0,0019	0,0065	0,0059	0,0026	0,0066	3,2	0,00208

Spostamenti di interpiano secondo Y								
Livello	P_1			P_2			Altezza di piano h (m)	$(d_r/h)_{max}$
	Ex	Ey	$d_r=Ey+30\% Ex$	Ex	Ey	$d_r=Ey+30\% Ex$		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
I	0,0014	0,0129	0,0133	0,0014	0,0071	0,0075	4,0	0,00334
II	0,0009	0,0121	0,0124	0,0009	0,0063	0,0066	3,2	0,00386
III	0,0006	0,0113	0,0115	0,0007	0,0058	0,0060	3,2	0,00359
IV	0,0003	0,0070	0,0071	0,0003	0,0036	0,0037	3,2	0,00221

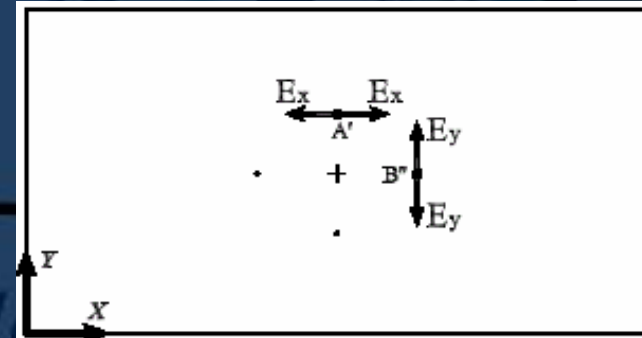


SPOSTAMENTI MASSIMI

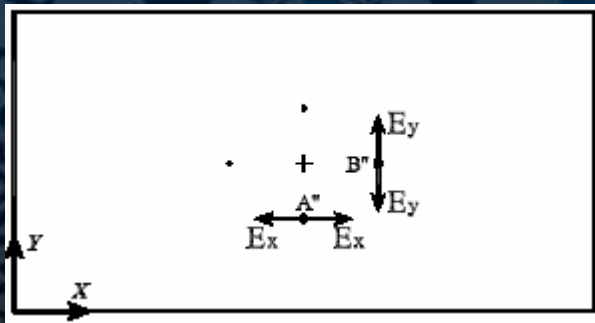
Il rapporto tra spostamenti massimi ed altezza di interpiano non supera mai lo 0.5%, valore limite imposto dalla normativa



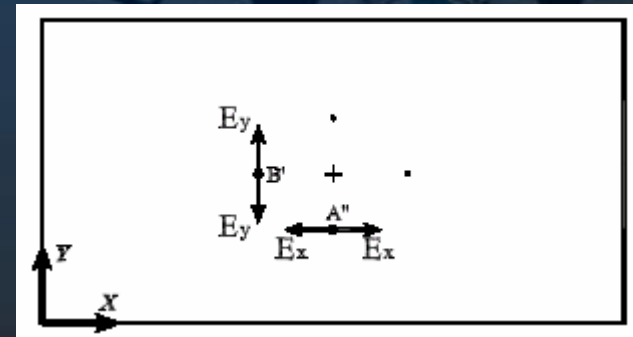
$$\left| \frac{d_r}{h} \right|_{MAX} = 0.00358$$



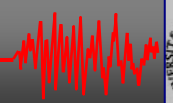
$$\left| \frac{d_r}{h} \right|_{MAX} = 0.00385$$



$$\left| \frac{d_r}{h} \right|_{MAX} = 0.00431$$



$$\left| \frac{d_r}{h} \right|_{MAX} = 0.00433$$



4.3.1. Regolarità

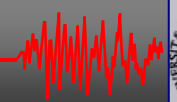
Si definisce regolare un edificio che rispetti sia i criteri di regolarità in pianta sia i criteri di regolarità in altezza.

Un edificio è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4;
- c) eventuali rientri o sporgenze non superano il 25 % della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza;
- d) i solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali.

Un edificio è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

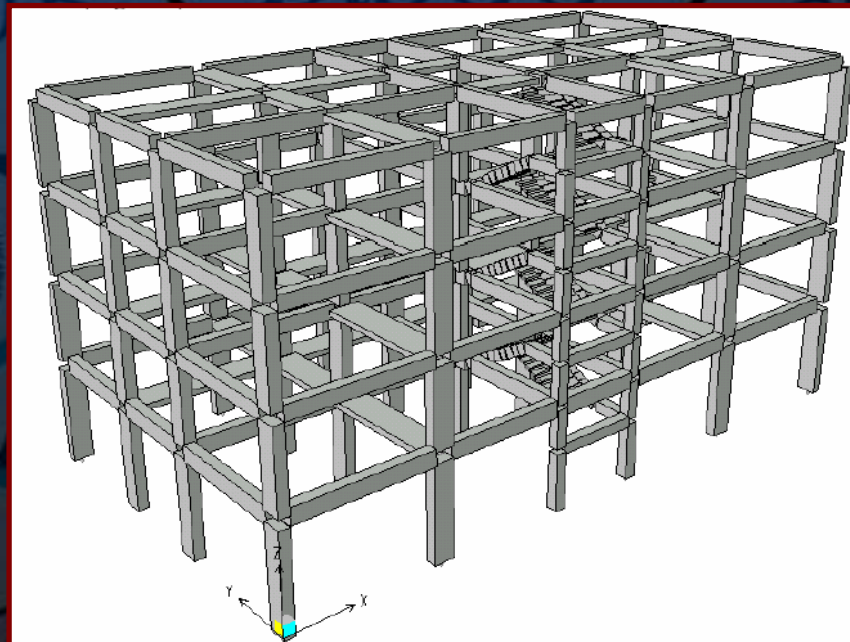
- e) tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio;
- f) massa e rigidità rimangono costanti o si riducono gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio (le variazioni da un piano all'altro non superano il 20 %)
- g) il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è **significativamente diverso per piani diversi (rapporti compresi tra 0.85 e 1.15) non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro piano;**
- h) eventuali restringimenti della sezione dell'edificio avvengono in modo graduale, rispettando i seguenti limiti: ad ogni piano il rientro non supera il 30 % della dimensione corrispondente al primo piano, né il 10 % della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante.

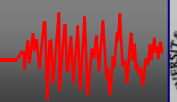


ESEMPIO DI PROGETTAZIONE DI UN EDIFICIO INTELAIATO IN C.A. IN CLASSE DI DUTTILITA' "B"

**Tratto dalla Collana di Manuali per la Progettazione secondo le Norme
tecniche per le costruzioni in zona sismica di cui all'Ordinanza 3274/03**

Volume 2 "Edifici con struttura in cemento armato in zona sismica"





ESEMPIO DI PROGETTAZIONE DI UN EDIFICIO IN STRUTTURA MISTA TELAIO –PARETI IN C.A.

**Tratto dalla Collana di Manuali per la Progettazione secondo le Norme
tecniche per le costruzioni in zona sismica di cui all'Ordinanza 3274/03**

Volume 2 “Edifici con struttura in cemento armato in zona sismica”

