

Corso

# Progetto di strutture in zona sismica

Catania

ottobre - dicembre 2016

11 - Carichi e masse

23 novembre 2016

Aurelio Gheresi

# Carichi unitari

I valori per l'edificio in esame sono riepilogati qui

	$g_k$ kN/m <sup>2</sup>	$q_k$ kN/m <sup>2</sup>	TOTALE senza sisma	TOTALE con sisma
Solaio piano tipo (escl. tramezzi)	4.00	2.00	8.20	4.60
Solaio piano tipo (incid.tramezzi)	1.20	---	1.80	1.20
Solaio copertura	4.20	2.00	8.46	4.80
Solaio torrino scala	3.40	0.50	5.17	3.40
Sbalzo piano tipo	4.20	4.00	11.46	6.60
Sbalzo copertura, cornicione	3.90	0.50	5.82	3.90
Scala	5.00	4.00	12.50	7.40
				segue...

# Carichi unitari

I valori per l'edificio in esame sono riepilogati qui

... seguito	$g_k$ kN/m	$q_k$	TOTALE senza sisma	TOTALE con sisma
Travi 30 x 60	4.20	---	5.46	4.20
Travi 30 x 50	3.45	---	4.49	3.45
Travi 60 x 22	1.62	---	2.11	1.62
Tamponature	6.00	---	7.80	6.00
Tramezzi	3.00	---	3.90	3.00
Pilastri 30 x 70 piano terra (kN)	15.75	---	20.48	15.75
Pilastri 30 x 70 altri piani	13.65	---	17.75	13.65
Pilastri 30 x 50 torrino scala	10.13	---	13.17	10.13

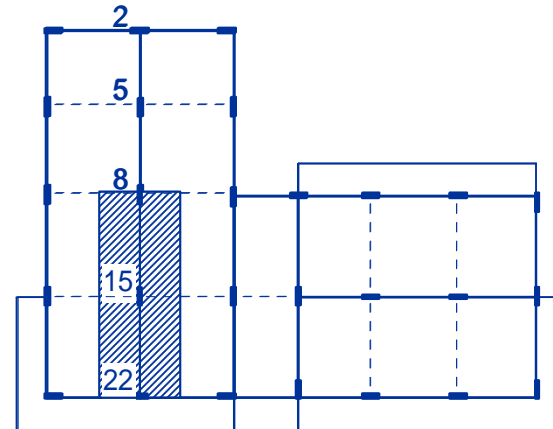
Carichi sulle travi

# Carichi sulle travi

Si procede come si è soliti fare, determinando per ciascuna campata di ogni trave i valori caratteristici dei carichi permanenti  $g_k$  e variabili  $q_k$

Esempio:

Trave 22-2, piano tipo



Campate 22-15, 15-8

Solaio 1.15 x 4.25 m

Peso proprio

Totale

$g_{1k}$  [kN/m]

19.55

4.20

23.75

$g_{2k}$  [kN/m]

5.87

5.87

$q_k$  [kN/m]

9.78

9.78

# Carichi sulle travi

Si procede come si è soliti fare, determinando per ciascuna campata di ogni trave i valori caratteristici dei carichi permanenti  $g_k$  e variabili  $q_k$

Esempio:

Trave 22-2, piano tipo - Campate 22-15, 15-8

$$g_{1k} = 23.75 \text{ kN/m} \quad g_{2k} + q_k = 15.64 \text{ kN/m}$$

Si determinano i valori di calcolo **in assenza di sisma**, moltiplicando  $g_k$  e  $q_k$  per  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$

$$\gamma_g g_{1k} = 30.88 \text{ kN/m} \quad \gamma_q (g_{2k} + q_k) = 23.46 \text{ kN/m} \quad \gamma_g g_k + \gamma_q q_k = 54.34 \text{ kN/m}$$

e quelli **in presenza di sisma**, moltiplicando  $q_k$  per  $\psi_2$

$$g_k = 29.62 \text{ kN/m} \quad \psi_2 q_k = 2.93 \text{ kN/m} \quad g_k + \psi_2 q_k = 32.55 \text{ kN/m}$$

# Carichi sulle travi

Piano tipo

telaio	campata	$g_k$	$q_k$	senza sisma	con sisma
1 x	21-22, 22-23	22.02	12.40	47.23	29.46
	23-24	20.00	8.80	39.20	25.28
	24-25, 25-26, 26-27	24.31	13.24	51.46	31.99
2 x	14-15, 15-16	5.62	3.20	12.11	7.42
	16-17	15.12	10.80	35.86	21.60
	17-18, 18-19, 19-20	23.12	15.14	52.76	31.63
3 x	7-8, 8-9	5.62	3.20	12.11	7.42
	9-10	11.50	2.00	17.95	12.70
	10-11, 11-12, 12-13	23.91	12.92	50.46	31.41
4 x	4-5, 5-6	5.62	3.20	12.11	7.42
5 x	1-2, 2-3	12.20	1.60	18.26	13.10

# Carichi sulle travi

Piano tipo

telaio	campata	$g_k$	$q_k$	senza sisma	con sisma
1 y	21-14	24.91	13.72	52.96	32.86
	14-7, 7-4, 4-1	19.00	7.52	35.98	23.23
2 y	22-15, 15-8	23.75	15.64	54.34	32.55
	8-5, 5-2	24.60	16.32	56.46	33.78
3 y	23-16	17.80	6.08	32.26	21.22
	16-9	25.61	13.29	53.23	33.33
	9-6, 6-3	17.20	6.08	31.48	20.62
4 y	24-17	12.20	1.60	18.26	13.10
	17-10	18.50	7.60	35.45	23.00
5 y, 6 y	25-18, 18-11, 26-19, 19-12	5.62	3.20	12.11	7.42
7 y	27-20	23.22	12.40	48.79	30.66
	20-13	12.20	1.60	18.26	13.10



# Carichi sulle travi

Piano tipo

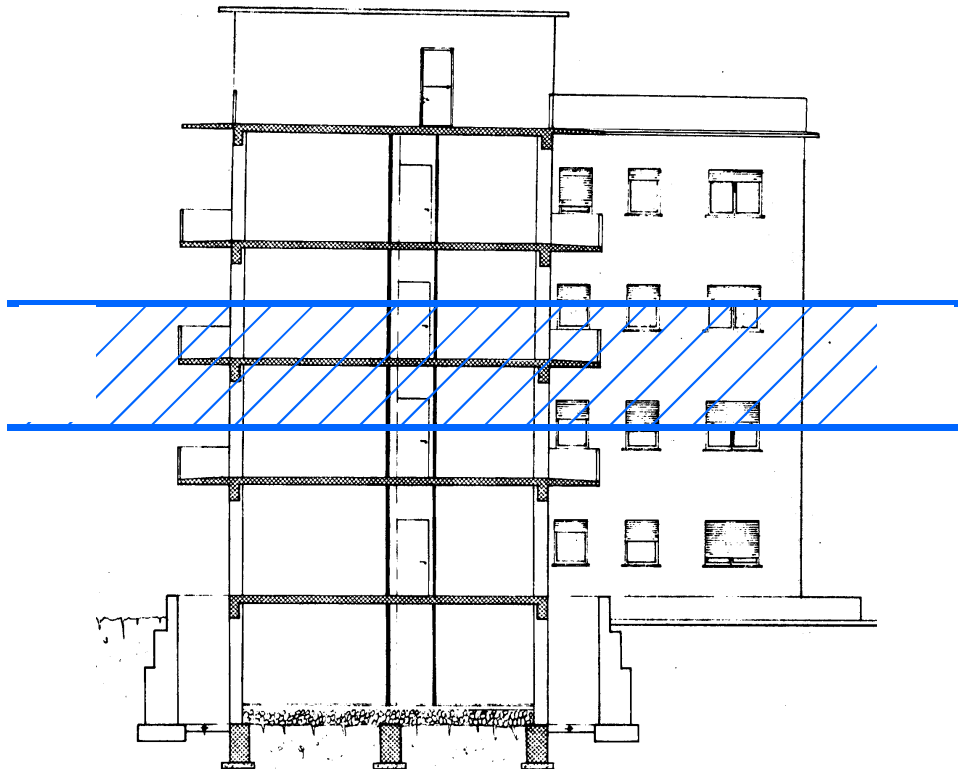
telaio	campata	$g_k$	$q_k$	senza sisma	con sisma
1 y	<p>Notare, come ordine di grandezza:</p> <p>carico in presenza di sisma  <math>\cong</math>  <math>0.6 \times</math> carico in assenza di sisma</p>		72	52.96	32.86
			52	35.98	23.23
2 y			64	54.34	32.55
			32	56.46	33.78
3 y			08	32.26	21.22
			29	53.23	33.33
			08	31.48	20.62
4 y	24-17	12.20	1.60	18.26	13.10
	17-10	18.50	7.60	35.45	23.00
5 y, 6 y	25-18, 18-11, 26-19, 19-12	5.62	3.20	12.11	7.42
7 y	27-20	23.22	12.40	48.79	30.66
	20-13	12.20	1.60	18.26	13.10

*Masse di piano*

# Determinazione delle masse di piano

Procedimento rigoroso:

- individuare gli elementi presenti ad ogni impalcato



le masse che si sviluppano lungo l'altezza (pilastri, tamponature, tramezzi) devono essere riportate agli impalcati inferiore e superiore

# Determinazione delle masse di piano

Procedimento rigoroso:

- individuare gli elementi presenti ad ogni impalcato
- valutare la quantità di ogni elemento (area, lunghezza, numero) e moltiplicarla per i carichi unitari

# Determinazione delle masse di piano

Procedimento automatico (programmi di calcolo):

- masse come risultante dei carichi sulle travi

Limiti del procedimento:

- i carichi vengono riportati tutti all'impalcato inferiore
- se cautelativamente si abbonda nei carichi sulle travi, si abbonda anche nelle masse

# Determinazione delle masse di piano

Come procedere, quando si usano programmi di calcolo?

- esaminare con attenzione i valori calcolati dal programma
- controllare l'incidenza a metro quadro (massa diviso superficie dell'impalcato)
- nel dubbio, effettuare anche un calcolo a mano

# Masse di piano - esempio

Tipo carico	Impalcato tipo	
	Q.ta	Peso (kN)
Solaio del piano tipo	239.2	1100.3
Solaio di copertura		
Solaio torrino scala		
Sbalzo piano tipo		
Sbalzo copertura		
Cornicione		
Scala		
Travi 30 x 60		
Travi 30 x 50		
Travi 60 x 22		
Tamponature		
Tramezzi		
Pilastri 30 x 70 p. t.		
Pilastri 30 x 70 altri piani		
Pilastri 30 x 40 torrino		

Peso a m<sup>2</sup>, in presenza di sisma (escluso incidenza tramezzi)

$$239.2 \times 4.60 = 1100.3 \text{ kN}$$

superficie complessiva del solaio (incluso lo spazio occupato da travi, ecc.) in m<sup>2</sup>

# Masse di piano - esempio

Tipo carico	Impalcato tipo	
	Q.ta	Peso (kN)
Solaio del piano tipo	239.2	1100.3
Solaio di copertura	--	--
Solaio torrino scala	--	--
Sbalzo piano tipo	60.3	398.0
Sbalzo copertura		
Cornicione		
Scala		
Travi 30 x 60		
Travi 30 x 50		
Travi 60 x 22		
Tamponature		
Tramezzi		
Pilastri 30 x 70 p. t.		
Pilastri 30 x 70 altri piani		
Pilastri 30 x 40 torrino		

Peso a m<sup>2</sup>, in  
presenza di  
sisma

$$60.3 \times 6.60 = 398.0 \text{ kN}$$

superficie  
complessiva  
degli sbalzi,  
in m<sup>2</sup>



# Masse di piano - esempio

Tipo carico	Impalcato tipo	
	Q.ta	Peso (kN)
Solaio del piano tipo	239.2	1100.3
Solaio di copertura	--	--
Solaio torrino scala	--	--
Sbalzo piano tipo	60.3	398.0
Sbalzo copertura	--	--
Cornicione	--	--
Scala	24.0	177.6
Travi 30 x 60	121.0	508.2
Travi 30 x 50	--	--
Travi 60 x 22	50.0	81.0
Tamponature	77.4	464.4
Tramezzi		
Pilastri 30 x 70 p. t.		
Pilastri 30 x 70 altri piani		
Pilastri 30 x 40 torrino		

Lunghezza totale  
delle tamponature  
sup. e inf. (in m)  
diviso 2

$$\frac{86+86}{2} \times 0.9$$

Riduzione  
per tener  
conto  
delle  
aperture

Peso a m

$$77.4 \times 6.00 = 464.4 \text{ kN}$$

# Masse di piano - esempio

Tipo carico	Impalcato tipo	
	Q.ta	Peso (kN)
Solaio del piano tipo	239.2	1100.3
Solaio di copertura	--	--
Solaio torrino scala	--	--
Sbalzo piano tipo	60.3	398.0
Sbalzo copertura	--	--
Cornicione	--	--
Scala	24.0	177.6
Travi 30 x 60	121.0	508.2
Travi 30 x 50	--	--
Travi 60 x 22	50.0	81.0
Tamponature	77.4	464.4
Tramezzi	62.4	187.2
Pilastri 30 x 70 p. t.		
Pilastri 30 x 70 altri piani		
Pilastri 30 x 40 torrino		

Lunghezza totale  
dei tramezzi  
sup. e inf. (in m)  
diviso 2

con riduzione per  
tener conto delle  
aperture

# Masse di piano - esempio

Tipo carico	Impalcato tipo	
	Q.ta	Peso (kN)
Solaio del piano tipo	239.2	1100.3
Solaio di copertura	--	--
Solaio torrino scala	--	--
Sbalzo piano tipo	60.3	398.0
Sbalzo copertura	--	--
Cornicione	--	--
Scala	24.0	177.6
Travi 30 x 60	121.0	508.2
Travi 30 x 50	--	--
Travi 60 x 22	50.0	81.0
Tamponature	77.4	464.4
Tramezzi	62.4	187.2
Pilastri 30 x 70 p. t.	--	--
Pilastri 30 x 70 altri piani	27.0	368.6
Pilastri 30 x 40 torrino	--	--

Si ottiene  
così il peso  
totale  
dell'impalcato

$$W = 3285.3 \text{ kN}$$

Massa = peso  
diviso  
accelerazione  
di gravità

$$M = \frac{3285.3}{9.81} = 334.89 \text{ t}$$

# E così per tutti gli impalcati

	Torrino		V impalcato	
Tipo carico	Q.ta	Peso (kN)	Q.ta	Peso (kN)
Solaio del piano tipo	--	--	--	--
Solaio di copertura	--	--	239.2	1148.2
Solaio torrino scala	36.0	122.4	--	--
Sbalzo piano tipo	--	--	--	--
Sbalzo copertura	--	--	60.3	235.1
Cornicione	12.0	46.8	13.3	51.9
Scala	--	--	19.1	141.3
Travi 30 x 60	--	--	--	--
Travi 30 x 50	24.0	82.8	121.0	417.5
Travi 60 x 22	3.0	4.9	50.0	81.0
Tamponature	13.5	81.0	52.2	313.2
Tramezzi	--	--	31.2	93.6
Pilastri 30 x 70 p. t.	--	--	--	--
Pilastri 30 x 70 altri piani	--	--	13.5	191.4
Pilastri 30 x 50 torrino	3.0	30.4	3.0	30.4

# E così per tutti gli impalcati

	Impalcato tipo (IV-II)		I impalcato	
Tipo carico	Q.ta	Peso (kN)	Q.ta	Peso (kN)
Solaio del piano tipo	239.2	1100.3	239.2	1100.3
Solaio di copertura	--	--	--	--
Solaio torrino scala	--	--	--	--
Sbalzo piano tipo	60.3	398.0	--	--
Sbalzo copertura	--	--	--	--
Cornicione	--	--	--	--
Scala	24.0	177.6	24.0	177.6
Travi 30 x 60	121.0	508.2	121.0	508.2
Travi 30 x 50	--	--	--	--
Travi 60 x 22	50.0	81.0	50.0	81.0
Tamponature	77.4	464.4	77.4	464.4
Tramezzi	62.4	187.2	62.4	187.2
Pilastri 30 x 70 p. t.	--	--	13.5	212.6
Pilastri 30 x 70 altri piani	27.0	368.6	13.5	184.3
Pilastri 30 x 40 torrino	--	--	--	--

# Riepilogo dei valori calcolati

impalcato	peso $W$ kN	massa $M$ t	area $m^2$	peso medio
Torrino	368.3	37.54	48.0	7.67
V	2703.6	275.60	331.9	8.15
IV, III, II	3285.3	334.89	323.5	10.16
I	2915.6	297.21	263.2	11.08
TOTALE	15843.4			

# Confronto con i valori stimati

impalcato	peso W kN	peso medio	peso stimato	peso medio stimato
Torrino + V	3071.9	8.09	3419	9.0
IV, III, II	3285.3	10.16	3235	10.0
I	2915.6	11.08	2632	10.0
TOTALE	15843.4		15756	

differenza di meno del 2% sul totale

# Baricentro e raggio d'inerzia delle masse

Procedimento rigoroso:

- individuare gli elementi presenti ad ogni impalcato
- di ciascun elemento, calcolare peso, coordinate del baricentro, momento d'inerzia baricentrico
- calcolare il baricentro complessivo
- calcolare il momento d'inerzia complessivo ( $I_x + I_y$ ) e quindi il raggio d'inerzia  $r_m$

$$r_m = \sqrt{\frac{I}{W}}$$

serve solo per  
analisi modale

molto faticoso



# Baricentro e raggio d'inerzia delle masse

Procedimento alternativo:

- ipotizzare le masse uniformemente distribuite nell'impalcato (incluso sbalzi)
- determinare il baricentro dell'impalcato
- calcolare il momento d'inerzia dell'impalcato e quindi il raggio d'inerzia

si può fare  
anche con Autocad

Ordine di grandezza:

per pianta quadrata  $r_m \cong 0.41 L$

per pianta rettangolare rapporto 2:1  $r_m \cong 0.32 L$

per pianta rettangolare molto allungata  $r_m \cong 0.29 L$

# Baricentro e raggio d'inerzia delle masse

Procedimento automatico (programmi di calcolo):

- masse come risultante dei carichi sulle travi
- il programma calcola il baricentro di ciascuna trave
- il programma calcola quindi il baricentro complessivo e il relativo raggio d'inerzia

Nota: spesso il programma considera le masse concentrate nel baricentro della trave, senza tener conto del loro momento d'inerzia rispetto a tale baricentro

non rigoroso,  
ma sostanzialmente accettabile

# Nell'esempio

Ipotizzando masse uniformemente distribuite nell'impalcato

impalcato	peso $W$ kN	$x$ m	$y$ m	$r_m$ m
Torrino	368.3	9.75	4.86	3.24
V	2703.6	10.20	5.89	8.51
Torrino + V	3071.9	10.14	5.76	8.05
IV, III, II	3285.3	10.35	5.64	8.38
I	2915.6	9.75	6.33	7.81

Forze orizzontali (per analisi statica)

# Forze orizzontali per analisi statica

Il procedimento di determinazione delle forze è identico a quanto descritto in precedenza:

- definizione del fattore di struttura  
(nell'esempio, se alta duttilità  $q = 5.85$ )
- stima del periodo proprio della struttura e sua correzione con la formula di Rayleigh  
(nell'esempio,  $T_1 = 0.611$  s)
- determinazione dell'accelerazione spettrale  
(nell'esempio  $a_g = 0.119$  g)

Poiché le masse sono quasi coincidenti ai valori stimati, anche le forze complessivamente lo sono

# Forze orizzontali per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	W z (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
5+torrino	3071.9	16.40	50379	506.4	506.4
4	3285.3	13.20	43366	435.9	942.3
3	3285.3	10.00	32853	330.2	1272.5
2	3285.3	6.80	22340	224.6	1497.1
1	2915.6	3.60	10496	105.5	1602.6
somma	15756		159434		

Poiché le masse sono quasi coincidenti ai valori stimati, anche le forze complessivamente lo sono

Altri problemi  
nella modellazione delle azioni sismiche

# Modellazione delle azioni

1. Occorre tener conto delle incertezze relative alla effettiva posizione del centro di massa (i carichi variabili possono essere distribuiti in maniera non uniforme)
  - eccentricità accidentale
2. Occorre tener conto dell'effetto contemporaneo delle diverse componenti dell'azione sismica
  - criteri di combinazione delle componenti

Problemi concettualmente giusti,  
ma che complicano notevolmente il calcolo



# Modellazione delle azioni

## 1. Eccentricità accidentale

“Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze ~~nella localizzazione delle masse~~, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo”

“Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti”

# Modellazione delle azioni

## 1. Eccentricità accidentale

Variabilità spaziale del moto sismico:

- Le onde sismiche si propagano con velocità elevata ma non infinita; quindi raggiungono punti diversi dell'edificio in istanti diversi (sfasamento delle accelerazioni)

La normativa nel capitolo 3 precisa:

- Degli effetti sopra indicati dovrà tenersi conto quando essi possono essere significativi e in ogni caso quando le condizioni di sottosuolo siano così variabili lungo lo sviluppo dell'opera da richiedere l'uso di accelerogrammi o di spettri di risposta diversi

Quindi problema importante solo per strutture di dimensioni elevate (ad esempio viadotti) o con sottosuolo fortemente variabile

# Modellazione delle azioni

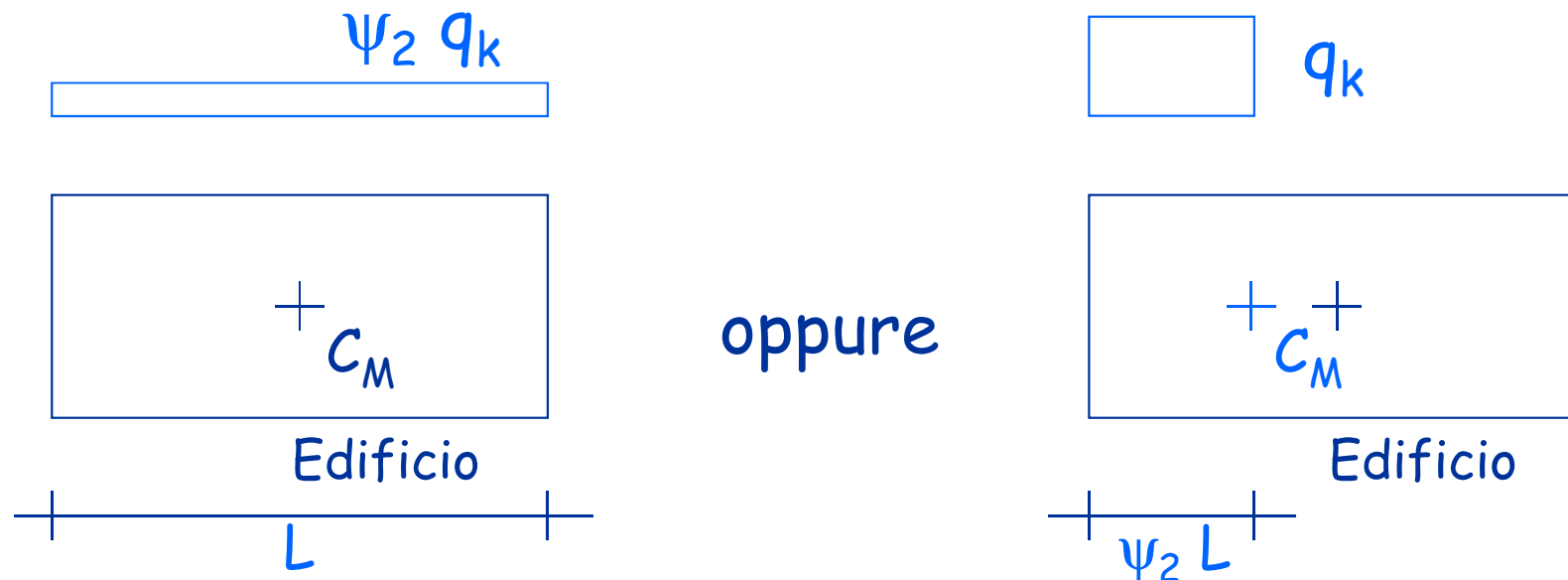
## 1. Eccentricità accidentale

Incertezze:

- Incertezze nella localizzazione delle masse
- Incertezze relative ad altri possibili effetti usualmente trascurati
  - Ad esempio, variazione di rigidezza nei pilastri in c.a. per effetto dello sforzo normale, che può provocare dissimmetrie anche in strutture simmetriche a causa della contemporanea presenza di moto in due direzioni

# Incertezze nella localizzazione delle masse

L'aliquota di carichi variabili presente in occasione del sisma potrebbe non essere uniformemente distribuita nell'edificio

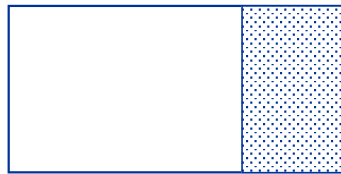


Il centro di massa deve quindi essere spostato di una quantità detta "eccentricità accidentale"

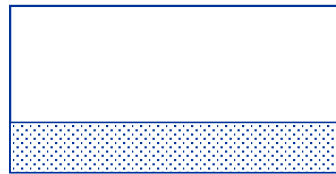
# Eccentricità accidentale

## Perché il 5% ?

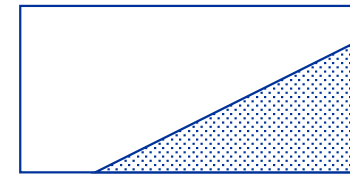
Se si applica il carico variabile massimo su un'area pari a  $\psi_2 \times$  area totale si ottiene un'eccentricità nettamente minore



$$e_{a1} = 0.021 L_1$$



$$e_{a2} = 0.021 L_2$$

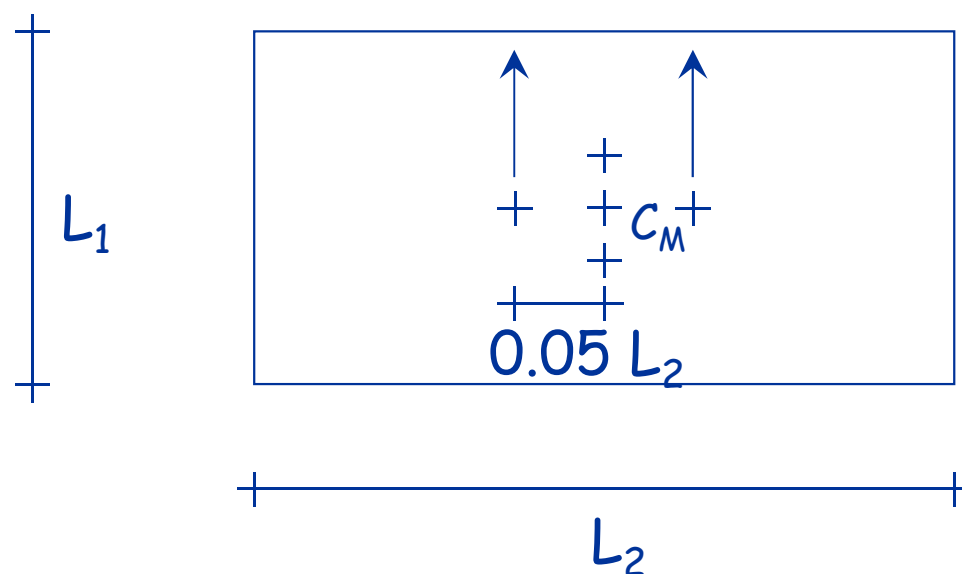
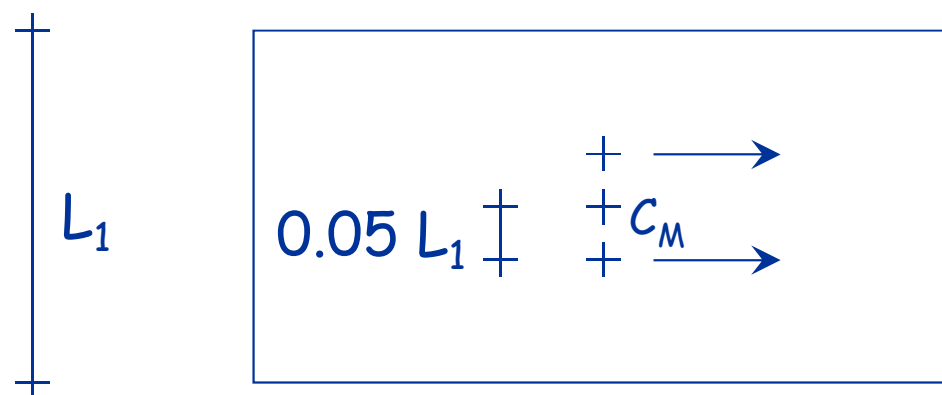


$$e_{a1} = 0.015 L_1$$
$$e_{a2} = 0.015 L_2$$

Il valore 0.05 è maggiore, per tener conto di:

- amplificazione della rotazione per effetti dinamici
- rotazione per lo sfasamento dell'onda sismica da un estremo all'altro dell'edificio

# Eccentricità accidentale



Aumentano,  
di molto, le  
combinazioni  
di carico

# Eccentricità accidentale

## Come tenerne conto?

Effettuando più volte l'analisi modale, considerando il centro di massa spostato di una quantità pari a  $e_a$

oppure

Considerando le forze statiche applicate al centro di massa spostato di una quantità pari a  $e_a$

ovvero

Considerando l'effetto di coppie pari alle forze statiche per l'eccentricità  $e_a$

# Eccentricità accidentale

## Come tenerne conto?

Preferisco questa impostazione perché così:

- riduco il numero di schemi base di calcolo da controllare
- giudico più facilmente l'effetto della eccentricità accidentale
- evito di accentuarne l'effetto (l'eccentricità  $e_a$  è già amplificata per tener conto di effetti dinamici)

Considerando l'effetto di coppie pari alle forze statiche per l'eccentricità  $e_a$



# Considerazioni sull'eccentricità accidentale

L'eccentricità accidentale dovrebbe dipendere dal rapporto carichi variabili / carichi permanenti e quindi essere legata alla tipologia strutturale e alla destinazione d'uso

La norma fornisce una indicazione semplice per tener conto degli effetti dell'eccentricità accidentale:

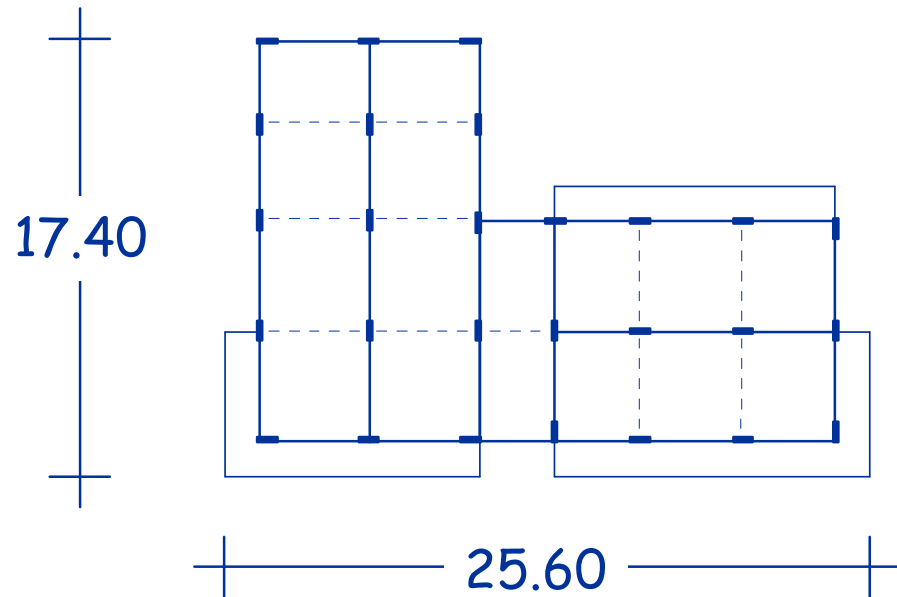
amplificare per  $1 + 0.6 \frac{x}{L}$        $x$  distanza da  $C_M$   
 $x=L/2 \Rightarrow 1.30$

In genere molto cautelativo

Non corretto per edifici deformabili torsionalmente

# Eccentricità accidentale

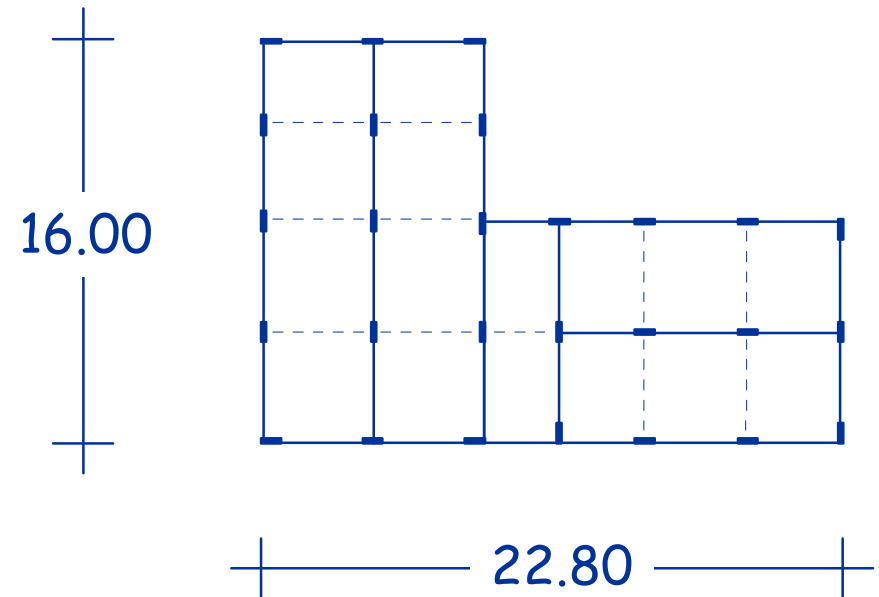
## Nell'esempio



Impalcato tipo (con sbalzi)

per  $F_x$   $e_a = 0.05 \times 17.40 = 0.87 \text{ m}$

per  $F_y$   $e_a = 0.05 \times 25.60 = 1.28 \text{ m}$



I impalcato (senza sbalzi)

Per le NTC08 si usano le  
stesse eccentricità

# Eccentricità accidentale

## Coppie da considerare

	Forze in direzione x			Forze in direzione y		
Piano	F (kN)	$e_a$ (m)	M (kNm)	F (kN)	$e_a$ (m)	M (kNm)
Torrino+V	506.4	0.87	440.6	506.4	1.28	648.2
IV	435.9	0.87	379.2	435.9	1.28	557.9
III	330.2	0.87	287.3	330.2	1.28	422.7
II	224.6	0.87	195.4	224.6	1.28	287.4
I	105.5	0.87	91.8	105.5	1.28	135.0

# Modellazione delle azioni

## 2. Combinazione delle componenti

Le componenti orizzontali e verticali del sisma agiscono simultaneamente

Esse però non sono correlate  
(i massimi si raggiungono in istanti diversi)

Come combinarle?

Criterio generale:

Sommare

- gli effetti massimi di una componente dell'azione
- il 30% dei massimi prodotti dalle altre componenti

# Modellazione delle azioni

## 2. Combinazione delle componenti

Criterio generale:

Sommare

- gli effetti massimi di una componente dell'azione
- il 30% dei massimi prodotti dalle altre componenti

Esempio: sisma prevalente  $x \Rightarrow E_x + 0.3 E_y + 0.3 E_z$

EC8 e NTC13 considerano questa come una possibile alternativa, ma suggeriscono anche:

Combinare gli effetti come SRSS  $\sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2}$

Può andar bene quando vi è una sola caratteristica di sollecitazione (travi)

Improprio quando vi sono più caratteristiche di sollecitazione (pilastri)

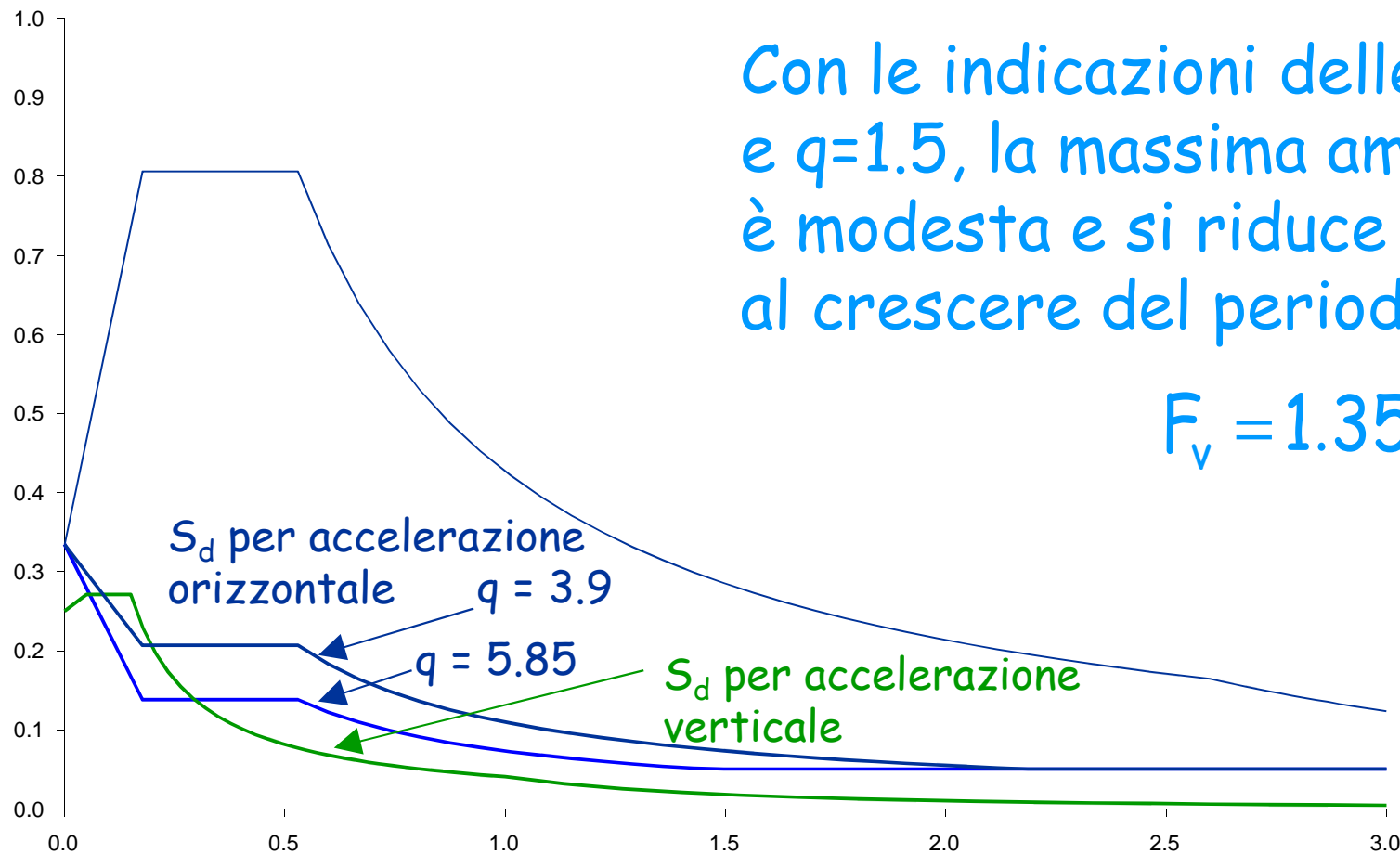
# Componente verticale

Se ne tiene conto solo per:

- Elementi con luce maggiore di 20 m
- Solai precompressi di luce superiore a 8 m
- Sbalzi di luce superiore a 4 m
- Elementi spingenti
- Pilastri in falso
- Edifici con piani sospesi

# Componente verticale considerazioni

- L'accelerazione spettrale dipende dal periodo e dalla zona sismica

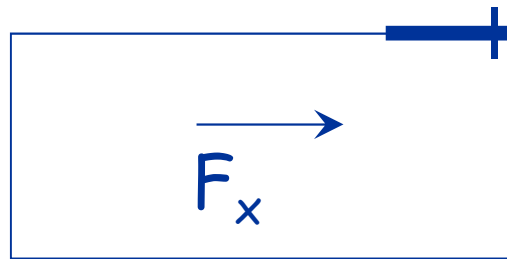


Con le indicazioni delle NTC08,  
e  $q=1.5$ , la massima amplificazione  
è modesta e si riduce rapidamente  
al crescere del periodo

$$F_v = 1.35 F_o \sqrt{a_g / g}$$

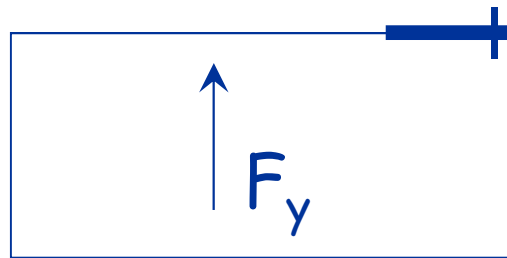
# Componenti orizzontali per le travi

Azione in una direzione più 30% di azione nell'altra



edificio

$$M = 230 \text{ kNm}$$



edificio

$$M = 50 \text{ kNm}$$

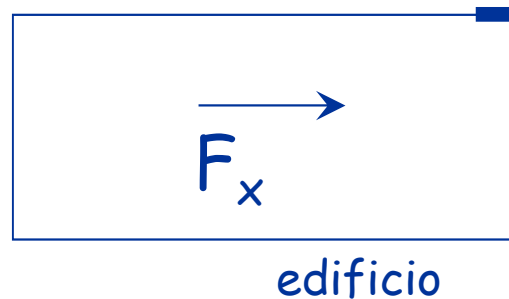
causato dalla  
rotazione

$$M_d = 230 + 0.3 \times 50 = 245 \text{ kNm}$$



# Componenti orizzontali per i pilastri

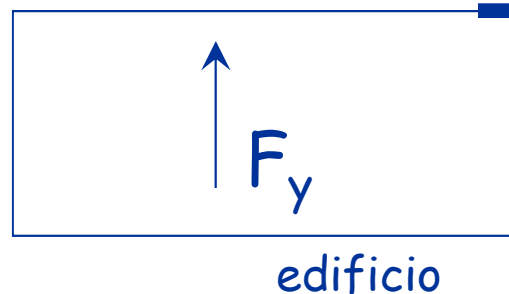
Stesso criterio,  
ma occorre tener conto  
della direzione del sisma prevalente



$$M_y = 280 \text{ kNm}$$

$$M_x = 45 \text{ kNm}$$

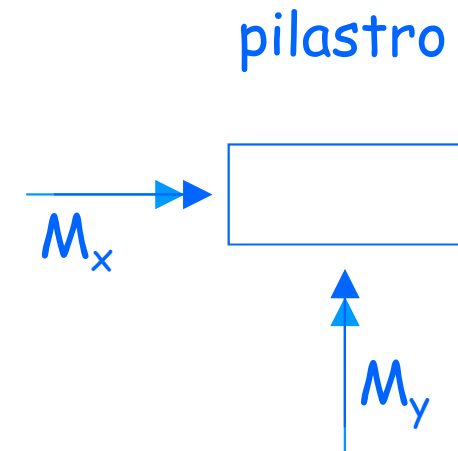
causato dalla  
rotazione



$$M_y = 50 \text{ kNm}$$

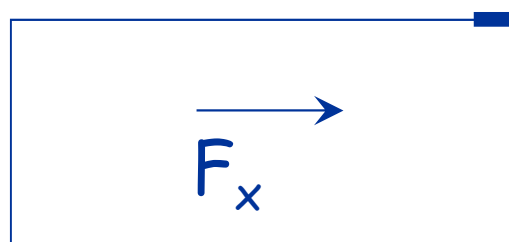
causato dalla  
rotazione

$$M_x = 105 \text{ kNm}$$



# Componenti orizzontali per i pilastri

Stesso criterio,  
ma occorre tener conto  
della direzione del sisma prevalente

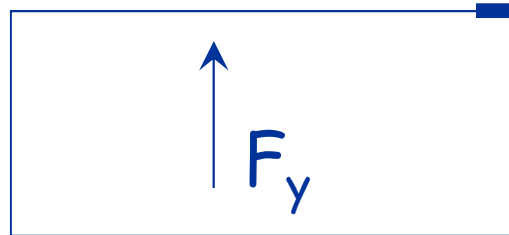


edificio

$$M_y = 280 \text{ kNm}$$

$$M_x = 45 \text{ kNm}$$

causato dalla  
rotazione



edificio

$$M_y = 50 \text{ kNm}$$

causato dalla  
rotazione

$$M_x = 105 \text{ kNm}$$

Sisma prevalente  
in direzione x

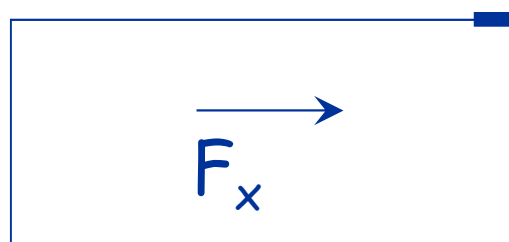
$$M_{d,y} = 280 + 0.3 \times 50 = 295 \text{ kNm}$$

$$M_{d,x} = 45 + 0.3 \times 105 = 77 \text{ kNm}$$

Verifica a presso-  
flessione deviata

# Componenti orizzontali per i pilastri

Stesso criterio,  
ma occorre tener conto  
della direzione del sisma prevalente

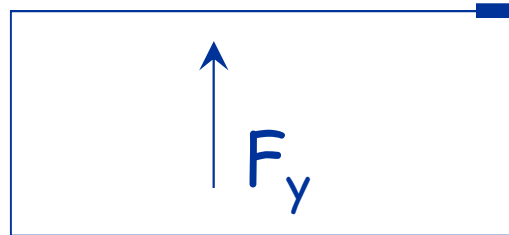


edificio

$$M_y = 280 \text{ kNm}$$

$$M_x = 45 \text{ kNm}$$

causato dalla  
rotazione



edificio

$$M_y = 50 \text{ kNm}$$

causato dalla  
rotazione

$$M_x = 105 \text{ kNm}$$

Sisma prevalente  
in direzione y

$$M_{d,y} = 50 + 0.3 \times 280 = 134 \text{ kNm}$$

$$M_{d,x} = 105 + 0.3 \times 45 = 119 \text{ kNm}$$

Verifica a presso-  
flessione deviata

# Componenti orizzontali per i pilastri

Nota:

Allo SLU, la pressoflessione deviata è molto meno gravosa che alle TA

Se la struttura è ben dimensionata, cioè ha rotazioni non elevate, si può progettare a pressoflessione retta, separatamente per le due direzioni, mantenendosi appena in abbondanza

La verifica a pressoflessione deviata sarà abbastanza facilmente soddisfatta

Combinazione dei carichi e schemi base

# Analisi strutturale

Nel passato:

- Carichi verticali, col loro valore massimo  $g_k + q_k$  se si usa il metodo delle tensioni ammissibili
- Forze in direzione  $x$ , con analisi statica o modale; masse valutate con  $g_k + s q_k$
- Forze in direzione  $y$

Oggi, necessità di:

- Distinguere tra carichi verticali in assenza di sisma (maggiori) e in presenza di sisma (minori)
- Tener conto dell'eccentricità accidentale
- Combinare l'effetto delle diverse componenti del sisma

# Modellazione delle azioni

1. Occorre tener conto delle incertezze relative alla effettiva posizione del centro di massa (i carichi variabili possono essere distribuiti in maniera non uniforme)
  - eccentricità accidentale
2. Occorre tener conto dell'effetto contemporaneo delle diverse componenti dell'azione sismica
  - criteri di combinazione delle componenti

Problemi concettualmente giusti,  
ma che complicano notevolmente il calcolo

# Conseguenze per l'analisi strutturale

Nel passato:

- Carichi verticali, col loro valore massimo  $g_k + q_k$  se si usa il metodo delle tensioni ammissibili
- Forze in direzione  $x$ , con analisi statica o modale; masse valutate con  $g_k + s q_k$
- Forze in direzione  $y$

Quindi:

- 3 schemi base
- da combinare in 4 schemi
  - $q \pm F_x$
  - $q \pm F_y$



# Conseguenze per l'analisi strutturale

Oggi, necessità di:

- Distinguere tra carichi verticali in assenza di sisma (maggiori) e in presenza di sisma (minori)
- Tener conto dell'eccentricità accidentale
- Combinare l'effetto delle diverse componenti del sisma

Quindi:

- Un numero di schemi da calcolare molto più alto

Quanti?

# Quante combinazioni di carico?

In assenza di sisma:

- schema base, col carico verticale massimo ( $g_d + q_d$ ) su tutte le campate di trave
- eventuali altri schemi col carico variabile a scacchiera

Nota: l'effetto del carico variabile a scacchiera può essere stimato in maniera approssimata

Con le vecchie norme l'effetto dei soli carichi verticali era compreso tra i valori dovuti a  $q \pm F$

Ora invece no, perché in presenza di sisma i carichi verticali sono ridotti

# Quante combinazioni di carico?

In presenza di sisma:

- 1 • carico verticale con valore ridotto ( $g_k + \psi_2 q_k$ ) su tutte le campate di trave
- 2 • forze sismiche (statiche o modali) in direzione x / y
- 4 • verso delle forze sismiche: positivo / negativo
- 8 • eccentricità accidentale: positiva / negativa
- 16 • forze in una direzione più 0.3 forze nell'altra direzione, prese col segno: positivo / negativo
- 32 • eccentricità nell'altra direzione: positiva / negativa

Azione sismica principale	segno	eccentricità	Azione sismica secondaria	eccentricità	N° comb.
$E_x$	+	$+ e_y$	$+ 0.3 E_y$	$+ e_x$	1
				$- e_x$	2
			$- 0.3 E_y$	$+ e_x$	3
				$- e_x$	4
		$- e_y$	$+ 0.3 E_y$	$+ e_x$	5
				$- e_x$	6
			$- 0.3 E_y$	$+ e_x$	7
				$- e_x$	8
	-	$+ e_y$	$+ 0.3 E_y$	$+ e_x$	9
				$- e_x$	10
			$- 0.3 E_y$	$+ e_x$	11
				$- e_x$	12
		$- e_y$	$+ 0.3 E_y$	$+ e_x$	13
				$- e_x$	14
			$- 0.3 E_y$	$+ e_x$	15
				$- e_x$	16
$E_y$	+	$+ e_x$	$+ 0.3 E_x$	$+ e_y$	17
				$- e_y$	18
			$- 0.3 E_x$	$+ e_y$	19
				$- e_y$	20
		$- e_x$	$+ 0.3 E_x$	$+ e_y$	21
				$- e_y$	22
			$- 0.3 E_x$	$+ e_y$	23
				$- e_y$	24
	-	$+ e_x$	$+ 0.3 E_x$	$+ e_y$	25
				$- e_y$	26
			$- 0.3 E_x$	$+ e_y$	27
				$- e_y$	28
		$- e_x$	$+ 0.3 E_x$	$+ e_y$	29
				$- e_y$	30
			$- 0.3 E_x$	$+ e_y$	31
				$- e_y$	32

# Tante combinazioni di carico...

## Come gestirle?

Risultati dettagliati per tutte le combinazioni di carico?

Una montagna di valori (e di carta) che nessuno avrà mai il coraggio di esaminare  
(inoltre: che senso ha per me giudicare l'effetto di, ad esempio,  
 $q - F_x + e_{ay} - 0.3 F_y - e_{ax}$  ?)

Inviluppo dei risultati di tutte le combinazioni di carico?

Mi dice solo se la verifica è soddisfatta o no;  
ma come capire il comportamento della struttura?

# Tante combinazioni di carico...

## Come gestirle?

Risultati dettagliati degli schemi base, più inviluppo dei risultati di tutte le combinazioni di carico?

Dai risultati di ciascuno schema base posso capire il comportamento della struttura

L'inviluppo mi fornisce il giudizio complessivo

Schemi base suggeriti:

1. carichi verticali max (senza sisma)
2. carichi verticali min (con sisma)
3. forze in direzione x (statiche o modali)
4. forze in direzione y (statiche o modali)
5. eccentricità accidentale per forze in dir. x
6. eccentricità accidentale per forze in dir. y

coppie (statiche)

