

Corso di aggiornamento

Progettazione strutturale sulla base delle  
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

### Progetto e verifica di edifici antisismici in c.a.

10 - Combinazioni di carico

Spoletto

10-12 dicembre 2009

Aurelio Ghersi

## 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
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	2
		$-e_y$	$+0.3 E_y$	$+e_x$	3
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	4
			$+0.3 E_y$	$-e_x$	5
	-	$+e_y$	$-0.3 E_y$	$+e_x$	6
			$+0.3 E_y$	$-e_x$	7
		$-e_y$	$-0.3 E_y$	$+e_x$	8
			$+0.3 E_y$	$-e_x$	9
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	10
$E_y$	+	$+e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	11
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	12
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	13
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	14
			$+0.3 E_x$	$-e_y$	15
	-	$+e_x$	$-0.3 E_x$	$+e_y$	16
			$+0.3 E_x$	$-e_y$	17
		$-e_x$	$-0.3 E_x$	$-e_y$	18
			$+0.3 E_x$	$+e_y$	19
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	20
	-	$+e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	21
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	22
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$-e_y$	23
			$-0.3 E_x$	$+e_y$	24
			$+0.3 E_x$	$-e_y$	25
$E_z$	+	$+e_z$	$+0.3 E_z$	$+e_x$	26
			$-0.3 E_z$	$-e_x$	27
		$-e_z$	$+0.3 E_z$	$+e_x$	28
			$-0.3 E_z$	$-e_x$	29
	-	$+e_z$	$-0.3 E_z$	$+e_x$	30
			$+0.3 E_z$	$-e_x$	31
		$-e_z$	$-0.3 E_z$	$-e_x$	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) ⇐

## Processo progettuale

- ✓ 1. Concezione generale della struttura, nel rispetto di principi base di buona progettazione
- ✓ 2. Impostazione della carpenteria dell'edificio
- ✓ 3. Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima della struttura
4. Analisi strutturale dettagliata e verifica del comportamento della struttura
5. Definizione delle armature ed elaborati grafici

## 4. Analisi strutturale: fasi di lavoro

- 4.1. Definizione dei carichi unitari
- 4.2. Valutazione dei carichi sulle travi
- 4.3. Valutazione delle masse di piano
- 4.4. Valutazione delle forze orizzontali (nel caso di analisi statica) e delle eccentricità
- 4.5. Definizione del modello della struttura
- 4.6. Risoluzione degli schemi base

rapido cenno

## 4.1. Carichi unitari

## Carichi permanenti strutturali e non Un'innovazione della normativa

Distinzione tra:

- Carichi permanenti strutturali  $g_1$  NTC08, punto 2.5.1.3
- Carichi permanenti non strutturali  $g_2$

Uguale trattamento per:

- Carichi permanenti strutturali NTC08, punto 2.6.1
- Carichi permanenti non strutturali ma compiutamente definiti Nota alla tabella

Per comodità nell'analisi dei carichi preferisco assimilare i carichi permanenti non strutturali ma compiutamente definiti ai carichi permanenti strutturali, indicandoli con lo stesso simbolo  $g_1$

## Coefficienti parziali di sicurezza per carichi permanenti e variabili

			EQU	STR	GEO
Carichi permanenti strutturali	$\gamma_{G1}$	favorevoli	0.9	1.0	1.0
Carichi permanenti non strutturali ma compiutamente definiti		sfavorevoli	1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali non compiutamente definiti	$\gamma_{G2}$	favorevoli	0.0	0.0	0.0
Carichi variabili		sfavorevoli	1.5	1.5	1.3

## Carichi unitari

Si procede come si è soliti fare, determinando per ciascun elemento i valori caratteristici dei carichi permanenti e variabili

Esempio:

Solaio del piano tipo

Peso proprio	2.80 kN/m <sup>2</sup>
Pavimento, intonaco, massetto	1.20
Totale carichi permanenti	$g_{1k} = 4.00 \text{ kN/m}^2$
Incidenza tramezzi	$g_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$
Carichi variabili	$q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$

## Carichi unitari

Si procede come si è soliti fare, determinando per ciascun elemento i valori caratteristici dei carichi permanenti e variabili

Esempio:

Solaio del piano tipo  $g_{1k} = 4.00 \text{ kN/m}^2$   $q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$   
 $g_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$

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

$\gamma_g g_{1k} = 5.20 \text{ kN/m}^2$   $\gamma_q (g_{2k} + q_k) = 4.80 \text{ kN/m}^2$   $\gamma_g g_k + \gamma_q q_k = 10.00 \text{ kN/m}^2$

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

$g_k = 5.20 \text{ kN/m}^2$   $\psi_2 q_k = 0.60 \text{ kN/m}^2$   $g_k + \psi_2 q_k = 5.80 \text{ kN/m}^2$

## 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

rapido cenno

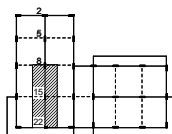
## 4.2. Carichi sulle travi

### 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	$g_{1k}$ [kN/m]	$g_{2k}$ [kN/m]	$q_k$ [kN/m]
Solaio 1.15 x 4.25 m	19.55	5.87	9.78
Peso proprio	4.20		
Totale	23.75	5.87	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  
 $g_{1k} = 23.75$  kN/m       $g_{2k} + q_k = 15.64$  kN/m

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

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

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

$g_k = 29.62$  kN/m       $\psi_2 q_k = 2.93$  kN/m       $g_k + \psi_2 q_k = 32.55$  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

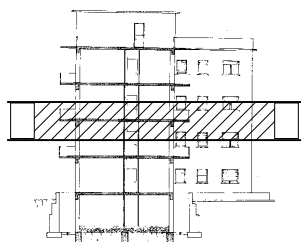
telaio	campata	$g_k$	$q_k$	senza sisma	con sisma
1 y	<p>Notare, come ordine di grandezza:</p> <p>carico in presenza di sisma  <math>\cong</math>  <math>0.6 \times</math> carico in assenza di sisma</p>		72	52.96	32.86
			52	35.98	23.23
2 y			64	54.34	32.55
			32	56.46	33.78
3 y			08	32.26	21.22
			29	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

## 4.3. 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

Tipo carico	Torrino		V impalcato	
	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

Tipo carico	Impalcato tipo (IV-II)		I impalcato	
	Q.ta	Peso (kN)	Q.ta	Peso (kN)
Solaio del piano tipo	239.2	1100.3	239.2	1100.3
Solaio di copertura	--	--	--	--
Solaio torino 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 torino	--	--	--	--

## Riepilogo dei valori calcolati

impalcato	peso W kN	massa M t	area m <sup>2</sup>	peso medio
Torino	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
Torino + 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  $r_m = \sqrt{\frac{I}{W}}$  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

## 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 <sub>m</sub> 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

## 4.4. Forze orizzontali

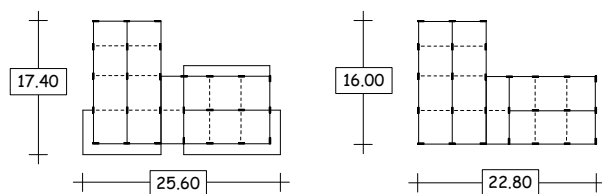
### Forze orizzontali per analisi statica

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 (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 lo sono

### Eccentricità accidentale Nell'esempio



Impalcato tipo (con sbalzi)

per  $F_x$   $e_a = 0.05 \times 17.40 = 0.87$  m

per  $F_y$   $e_a = 0.05 \times 25.60 = 1.28$  m

I impalcato (senza sbalzi)

Per le NTC08 si usano le stesse eccentricità

### Eccentricità accidentale Coppie da considerare

Piano	Forze in direzione x			Forze in direzione y		
	F (kN)	e <sub>a</sub> (m)	M (kNm)	F (kN)	e <sub>a</sub> (m)	M (kNm)
Torrino+V	561.7	0.87	488.7	561.7	1.28	719.0
IV	483.5	0.87	420.7	483.5	1.28	618.9
III	366.3	0.87	318.7	366.3	1.28	468.9
II	249.1	0.87	216.7	249.1	1.28	318.8
I	117.0	0.87	101.8	117.0	1.28	149.8