

Corso di aggiornamento  
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

**Problemi specifici nel progetto di strutture  
antisismiche con pareti in c.a.**

8 - Carichi e combinazioni di carico

Bologna

10 gennaio 2013

Edoardo M. Marino

# 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 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

# Combinazioni di carico sismiche

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 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 x forze in dir. x
6. eccentricità accidentale x 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 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	$q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$

## 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	$\gamma_Q$	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  $g_{1k} = 4.00 \text{ kN/m}^2$   $q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$   
 $g_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$

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

$$\gamma_{g1} g_{1k} = 5.20 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma_q (g_{2k} + q_k) = 4.80 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma_g g_k + \gamma_q q_k = 10.00 \text{ kN/m}^2$$

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

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

# 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
Balcone 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 30x 50	2.90	---	3.77	2.90
Travi 60 x 26	2.20	---	2.86	2.20
Tamponature	7.00	---	9.10	7.00
Tramezzi	3.00	---	3.90	3.00
Pilastri 30 x 50	7.95	---	10.34	7.95
Pareti	22.50	---	29.25	22.50

rapido cenno

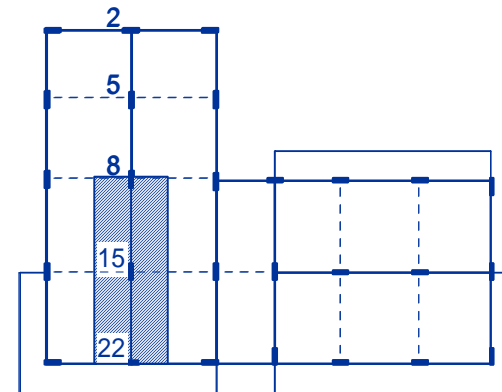
## 4.2. Carichi sulle travi

# 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

Solaio  $1.15 \times 4.25$  m

Peso proprio

Totale

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

19.55

2.90

22.45

$g_{2k}$  [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

$$g_{1k} = 22.45 \text{ kN/m} \quad g_{2k} + q_k = 15.64 \text{ kN/m}$$

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

$$\gamma_g g_{1k} = 29.19 \text{ kN/m} \quad \gamma_q (g_{2k} + q_k) = 23.46 \text{ kN/m} \quad \gamma_g g_k + \gamma_q q_k = 52.65 \text{ kN/m}$$

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

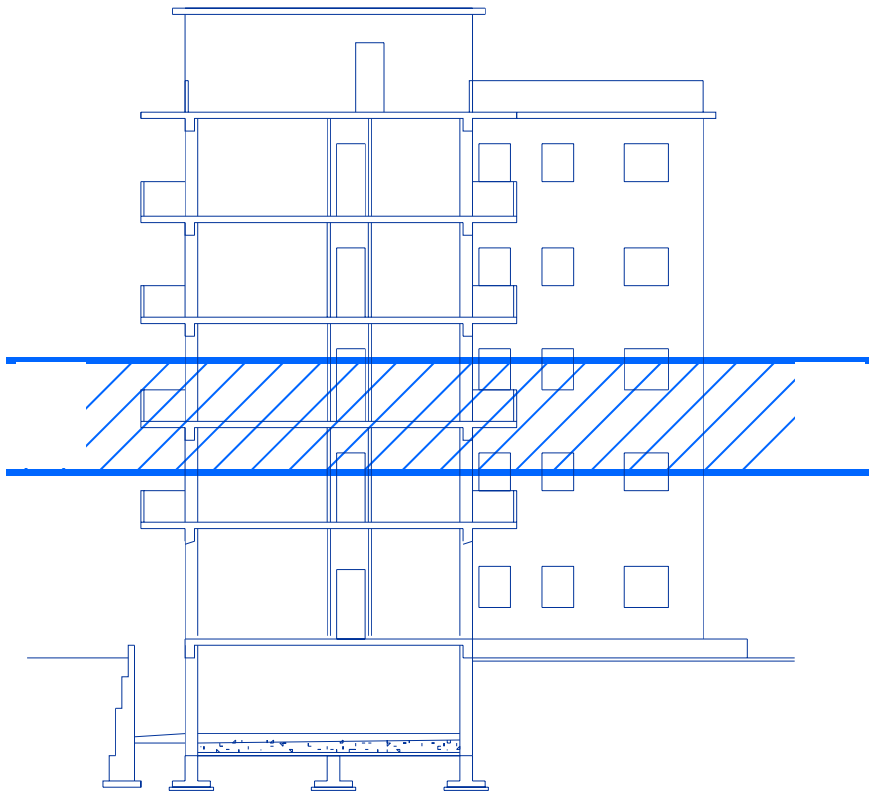
$$g_k = 28.32 \text{ kN/m} \quad \psi_2 q_k = 2.93 \text{ kN/m} \quad g_k + \psi_2 q_k = 31.25 \text{ kN/m}$$



### 4.3. *Masse di piano*

# Determinazione delle masse di piano

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

# 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	177.6
Travi 30 x 50	101.2	293.5
Travi 60 x 26	52.2	114.8
Tamponature	52.2	365.4
Tramezzi	62.4	187.2
Pilastri 30 x 50	19	151.1
Pareti	26.5	596.3

Si ottiene  
così il peso  
totale  
dell'impalcato

$$W = 3384.1 \text{ kN}$$

Massa = peso  
diviso  
accelerazione  
di gravità

$$M = \frac{3384.1}{9.81} = 345.96 \text{ t}$$

## E così per gli altri impalcati

	Torrino		VI 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	235.2
Cornicione	12.0	46.8	13.3	51.9
Scala	--	--	19.1	141.3
Travi 30 x 50	27.0	51.3	101.2	293.5
Travi 60 x 26	--	--	52.2	114.8
Tamponature	13.5	94.5	39.6	277.2
Tramezzi	--	--	31.2	93.6
Pilastri 30 x 50	3	23.9	12.5	99.4
Pareti	--	--	13.3	298.1

## Riepilogo dei valori calcolati

impalcato	peso W kN	massa M t	area m <sup>2</sup>	peso medio
Torrino	338.9	34.55	48.0	7.06
VI	2753.2	280.65	331.9	8.30
V, IV, III, II	3384.1	344.96	323.5	10.46
TOTALE	16628.5	1695.06		

## Confronto con i valori stimati

impalcato	peso W kN	peso medio kN/m <sup>2</sup>	peso stimato	peso medio stimato
Torrino + VI	3092.1	8.13	3419	9.0
V, IV, III, II	3384.1	10.46	3559	11.0
TOTALE	16628.5		17655.0	

differenza del 6% sul totale

# Baricentro e raggio d'inerzia delle masse

- 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

## Nell'esempio

impalcato	peso $W$ kN	$x$ m	$y$ m	$r_m$ m
Torrino	338.9	9.75	4.86	3.24
VI	2753.2	10.20	5.89	8.51
Torrino + VI	3092.1	10.14	5.76	8.05
V, IV, III, II	3384.1	10.35	5.64	8.38



## 4.4. Forze orizzontali

# Forze orizzontali per analisi statica

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

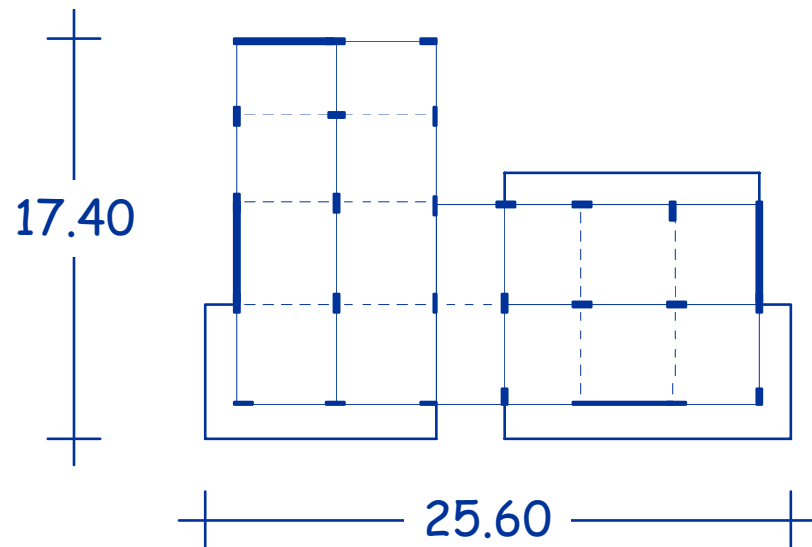
- definizione del fattore di struttura  
(nell'esempio, se bassa duttilità  $q = 3.0$ )
- stima del periodo proprio della struttura  
(nell'esempio,  $T_1 = 0.407$  s)
- determinazione dell'accelerazione spettrale  
(nell'esempio  $a_g = 0.269$  g)
- Calcolo del taglio alla base e distribuzione lungo l'altezza

# Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)
Torrino+VI	3092.1	16.40	50710.4	1172.7
V	3384.1	13.20	44670.1	1033.0
IV	3384.1	10.00	33841.0	782.6
III	3384.1	6.80	23011.9	532.1
II	3384.1	3.60	12182.8	281.7
somma	16628.5		164416.2	

# Eccentricità accidentale

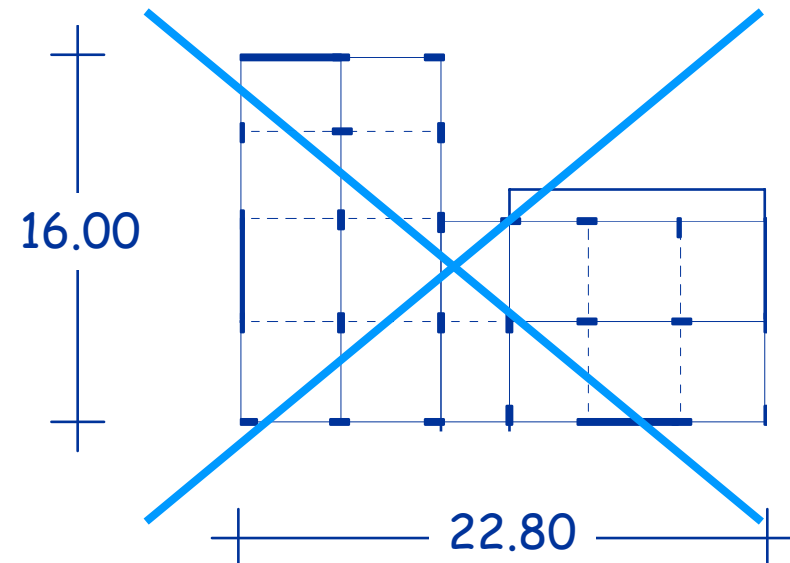
## Nell'esempio



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+VI	1172.7	0.87	1020.2	1172.7	1.28	1501.1
V	1033.0	0.87	898.7	1033.0	1.28	1322.2
IV	782.6	0.87	680.9	782.6	1.28	1001.7
III	532.1	0.87	462.9	532.1	1.28	681.1
II	281.7	0.87	245.1	281.7	1.28	360.6