

Corso di aggiornamento

Progettazione strutturale sulla base
delle normative più recenti

Progetto e verifica di edifici antisismici in c.a.

Combinazioni di carico. Carico e masse
Modellazione della struttura

Villa Redenta, Spoleto

6-8 novembre 2008

Aurelio Gherzi

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

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
 - $q \pm F_x$
 - $q \pm F_y$

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) ⇐

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)

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	γ_{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	γ_{G2} γ_Q	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 ²
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 γ_g e γ_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 ψ_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 ²	q_k kN/m ²	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

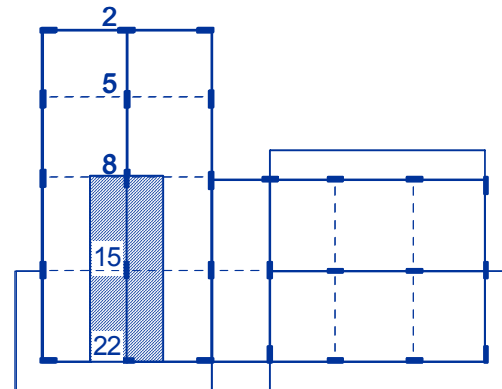
4.2. Carichi sulle travi

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

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 γ_g e γ_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 ψ_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	22.0	12.4	49.4	25.7
	23-24	20.0	8.8	41.2	22.6
	24-25, 26-27	26.5	10.6	53.0	29.7
	25-26	27.7	10.6	54.7	30.9
2 x	14-15, 15-16	6.6	2.0	12.2	7.2
	16-17	15.1	10.8	37.3	18.3
	17-18, 18-19, 19-20	27.9	9.5	53.3	30.8
3 x	7-8, 8-9	6.6	2.0	12.2	7.2
	9-10	11.5	2.0	19.1	12.1
	11-12	26.6	10.4	52.8	29.7
	10-11, 12-13	26.0	10.4	52.0	29.1
4 x	4-5, 5-6	6.6	2.0	12.2	7.2
5 x	1-2, 2-3	12.7	1.0	19.3	13.0

Carichi sulle travi

Piano tipo

telaio	campata	g_k	q_k	senza sisma	con sisma
1 y	21-14	27.3	10.9	54.6	30.6
	14-7	22.0	4.7	37.9	23.4
	7-4, 4-1	21.4	4.7	37.0	22.8
2 y	22-15, 15-8	28.6	9.8	54.7	31.5
	8-5, 5-2	29.7	10.2	56.9	32.8
3 y	23-16	19.7	3.8	33.3	20.8
	16-9	27.8	10.8	55.1	31.0
	9-6, 6-3	19.1	3.8	32.4	20.2
4 y	24-17	12.7	1.0	19.3	13.0
	17-10	19.0	7.0	37.1	21.1
5 y, 6 y	25-18, 18-11, 26-19, 19-12	6.6	2.0	12.2	7.2
7 y	27-20	23.2	12.4	51.1	26.9
	20-13	12.7	1.0	19.3	13.0

Carichi sulle travi

Piano tipo

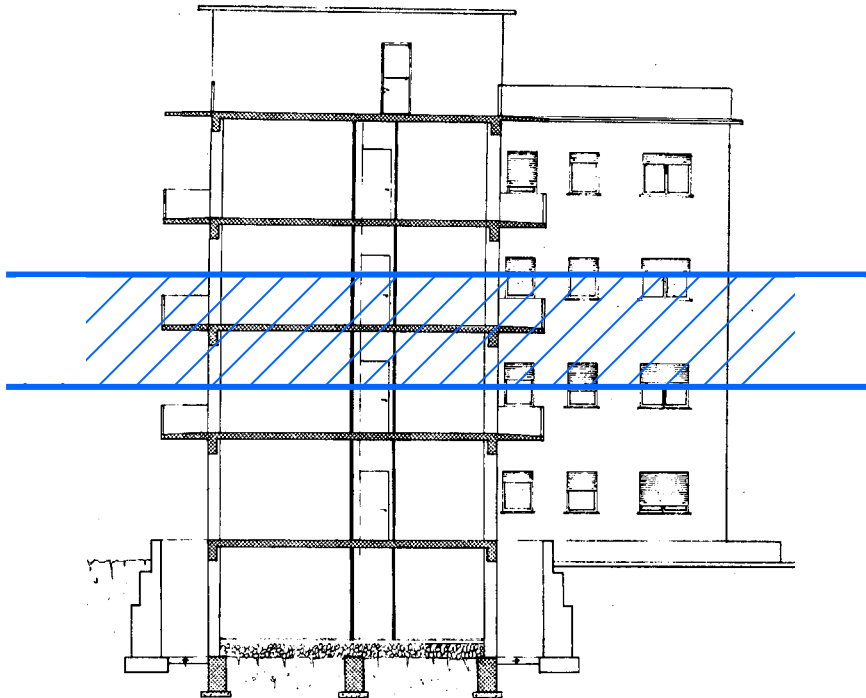
telaio	campata	g_k	q_k	senza sisma	con sisma
1 y	<p>Notare, come ordine di grandezza:</p> <p>carico in presenza di sisma \approx $0.6 \times$ carico in assenza di sisma</p>		0.9	54.6	30.6
			7.7	37.9	23.4
			7.7	37.0	22.8
2 y			8.8	54.7	31.5
			10.2	56.9	32.8
3 y			8.8	33.3	20.8
			10.8	55.1	31.0
	9-6, 6-3	19.1	3.8	32.4	20.2
4 y	24-17	12.7	1.0	19.3	13.0
	17-10	19.0	7.0	37.1	21.1
5 y, 6 y	25-18, 18-11, 26-19, 19-12	6.6	2.0	12.2	7.2
7 y	27-20	23.2	12.4	51.1	26.9
	20-13	12.7	1.0	19.3	13.0

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 m², 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 m²

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 m², in
presenza di
sisma

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

superficie
complessiva
degli sbalzi,
in m²

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 torino 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 torino	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

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

4.4. Forze orizzontali

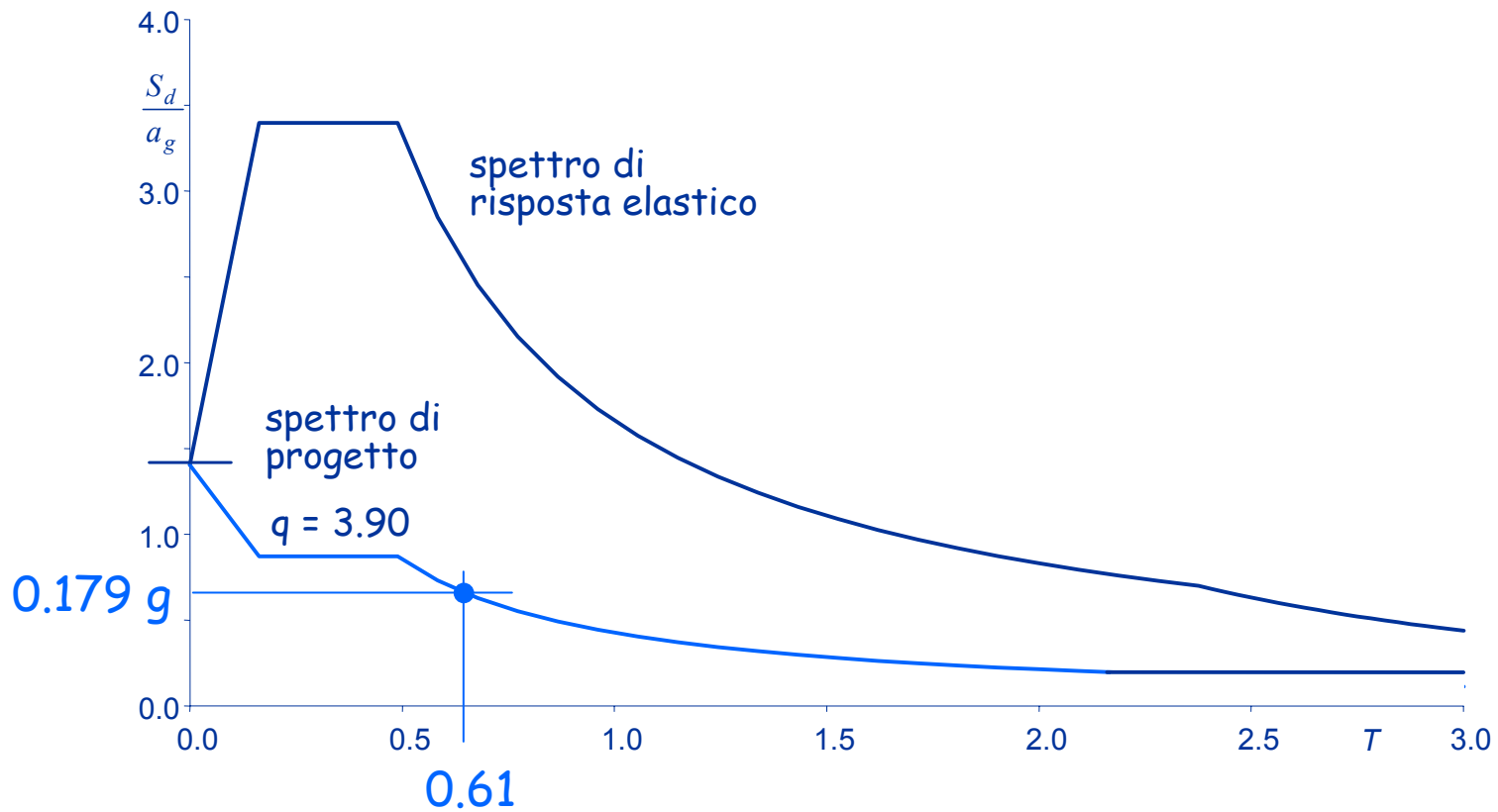
Forze orizzontali per analisi statica

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

- definizione del fattore di struttura
(nell'esempio, se bassa duttilità $q = 3.90$)
- stima del periodo proprio della struttura
(nell'esempio, $T_1 = 0.61 \text{ s}$)
- determinazione dell'accelerazione spettrale
(nell'esempio $a_g = 0.137 \text{ g}$)

Esempio - ordinata spettrale

$$S_d = 0.179 g$$



Forze per analisi statica

- determinazione del taglio alla base
- calcolo delle forze ai vari piani

Taglio alla base

$$V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n W_i S_d(T_1) =$$
$$= 0.85 \times 15843.4 \times 0.179 = 2410.6 \text{ kN}$$

Forza al piano

$$F_k = \frac{W_k z_k}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V_b$$

Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
Torrino+V	3071.9	16.40	50379	761.7	761.7
IV	3285.3	13.20	43366	655.7	1417.4
III	3285.3	10.00	32853	496.7	1914.1
II	3285.3	6.80	22340	337.8	2251.9
I	2915.6	3.60	10496	158.7	2410.6
somma	15843.4		159434		

Confronto con i valori stimati

impalcato	peso W kN	forza F kN	peso stimato	forza stimata
Torrino + V	3071.9	761.7	3419	826.7
IV	3285.3	655.7	3235	629.6
III	3285.3	496.7	3235	477.0
II	3285.3	337.8	3235	324.3
I	2915.6	158.7	2632	139.7
TOTALE	15843.4	2410.6	15756	2397.3

differenza inferiori al 2% sul totale,
anche per le forze

Confronto con i valori stimati

impalcato	peso W kN	forza F kN	peso stimato	forza stimata
Torrino + V	3071.9	761.7	3419	826.7
IV	3285.3	655.7	3235	629.6
III	3285.3	496.7	3235	477.0
II	3285.3	337.8	3235	324.3
I	2915.6	158.7	2632	139.7
TOTALE	15843.4	2410.6	15756	2397.3

ATTENZIONE: bisogna però controllare il periodo,
ma questo si può fare solo dopo il calcolo

4.5. Definizione dello schema geometrico (modellazione della struttura)

Modellazione della struttura

“Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza”. Considerare, laddove necessario: contributo degli elementi non strutturali, interazione terreno-struttura.

Trascurare gli elementi non strutturali?
Oppure, se li si considera, come schematizzarli?

Usare un modello complessivo per struttura, fondazione e terreno, oppure modelli separati?

Elementi non strutturali

(tramezzi, tamponature)

Effetto locale su travi e pilastri:

- variazione dello sforzo normale nei pilastri (dovuto alla componente verticale della forza nel pannello murario)
- variazione di taglio e momento nella zona di estremità dei pilastri (dovuto alla componente orizzontale della forza nella diagonale), perché il pannello murario ha un contatto diffuso con le aste e non trasmette la forza direttamente nel nodo
- variazione di taglio e momento agli estremi delle travi

Elementi non strutturali

(tramezzi, tamponature)

Effetti globali:

- comportamento dinamico: l'irrigidimento dovuto alla presenza delle tamponature riduce il periodo proprio della struttura; ciò può comportare un incremento dell'azione sismica
- comportamento inelastico: la rottura delle tamponature è fragile; quando essa avviene, l'aliquota di azione sismica da loro portata si scarica istantaneamente sulla struttura

Elementi non strutturali

(tramezzi, tamponature)

Effetti dovuti alla loro distribuzione:

- una distribuzione irregolare in pianta può provocare rotazione degli impalcati e quindi incrementi anche notevoli di sollecitazione sugli elementi più eccentrici
attenzione in particolare agli edifici con struttura simmetrica o bilanciata (baricentro delle masse coincidente con quello delle rigidezze) e tamponature dissimetriche
- una distribuzione irregolare lungo l'altezza può portare a concentrazione di sollecitazione ad un piano ("piano soffice"), con riduzione della duttilità globale

Elementi non strutturali

(tramezzi, tamponature)

Tenerne conto è importante quando:

- Sono pochi e molto robusti
(rischio di forti sollecitazioni negli elementi strutturali adiacenti)
- Sono disposti in pianta in maniera molto irregolare
(rischio di rotazione dell'impalcato e quindi di sollecitazioni negli elementi strutturali agli estremi)
- Sono distribuiti irregolarmente lungo l'altezza
(rischio di creazione di piano soffice, con riduzione della duttilità globale)

In caso contrario si può analizzare un modello costituito dai soli elementi strutturali

Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)

Possibili schematizzazioni delle tamponature:

- insieme di lastre, collegate in più punti alla maglia di telaio
 - vantaggi:
possibilità di analizzare pareti con aperture
 - svantaggi:
complessità dello schema;
difficoltà a tenere conto dell'unilateralità del vincolo

Elementi non strutturali

(tramezzi, tamponature)

Possibili schematizzazioni delle tamponature:

- pendolo, disposto nella diagonale compressa
 - lunghezza del pendolo l_d = lunghezza diagonale
 - spessore della sua sezione s = spessore muratura
 - larghezza della sua sezione B indicata da fonti bibliografiche:

M. Pagano	$B = 0.5 A_p / l_d \Rightarrow$	$B \cong 0.20 \div 0.25 l_d$
-----------	---------------------------------	------------------------------

B. Stafford Smith		$B \cong 0.15 \div 0.30 l_d$
-------------------	--	------------------------------

D.M. 2/7/81		$B = 0.10 l_d$
-------------	--	----------------

A_p = area del pannello murario

Struttura, fondazione e terreno

Effetto della deformabilità della fondazione:

- cedimenti verticali differenziali
- rotazioni al piede dei pilastri del primo ordine



variazione della rigidezza relativa dei diversi pilastri e quindi diversa distribuzione delle azioni sismiche

attenzione in particolare agli elementi molto rigidi, come le pareti, la cui rigidezza può essere vanificata dalla rotazione al piede

Struttura, fondazione e terreno

Ulteriore effetto della deformabilità del terreno:

- maggiore deformabilità complessiva



aumento del periodo proprio della struttura;
ciò comporta in genere una riduzione dell'azione
sismica, ma un aumento degli spostamenti

Struttura, fondazione e terreno

È necessario modellare insieme struttura, fondazione e terreno quando:

- La fondazione non è adeguatamente rigida (rischio di cedimenti differenziali, rotazioni al piede, ridistribuzione dell'azione sismica)
- Il terreno è molto deformabile (rischio di variazione notevole del periodo proprio)

In caso contrario (fondazione più rigida della struttura in elevazione, terreno non particolarmente deformabile), si può considerare la struttura incastrata al piede ed analizzare poi separatamente l'insieme fondazione-terreno con le azioni trasmesse dalla struttura sovrastante

Vecchie indicazioni

Modellazione della struttura

"In generale il modello della struttura sarà costituito da elementi resistenti piani a telaio o a parete, connessi da diaframmi orizzontali.

Se i diaframmi orizzontali sono in grado di raccogliere le forze d'inerzia e trasmetterle ai sistemi resistenti verticali (telai, pareti e nuclei) comportandosi il più possibile come corpi rigidi nel proprio piano, i gradi di libertà dell'edificio possono essere ridotti a tre per piano"

Modello di telaio spaziale con impalcati indeformabili, o di insieme spaziale di telai piani

Evoluzione del modello di telaio

Evoluzione legata allo sviluppo dei mezzi di calcolo:

- Singoli telai piani, con ripartizione delle forze orizzontali in base alla rigidezza dei telai
- Insieme spaziale di telai piani, collegati da impalcati planimetricamente indeformabili
- Telaio spaziale, con impalcati planimetricamente indeformabili (o con impalcati deformabili)

Il modello di telaio

Problemi:

- La presenza di aste con sezioni di dimensioni non trascurabili e diverse tra loro può inficiare il modello di telaio (piano o spaziale), che richiede che gli assi delle aste convergano in un punto (nodo)
Aggiunta di tratti rigidi o offset, che complicano il modello
- La mancanza di aste verticali può inficiare il modello di insieme spaziale di telai piani, che trascura la congruenza verticale dei telai ortogonali nei punti di contatto
- La non ortogonalità di travi può inficiare il modello di insieme spaziale di telai piani, che trascura la interazione flessione-torsionale tra i telai ortogonali

L'impalcato planimetricamente indeformabile

"Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in laterocemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore"

È comunque necessario verificare
la rigidezza e la resistenza dell'impalcato

L'impalcato

Impalcato =

insieme di solai e travi posti ad una stessa quota (in particolare, soggetti ad azioni orizzontali); la parte resistente di questo elemento è, soprattutto, la soletta del solaio.

Impalcato rigido:

modellato come vincolo mutuo tra i nodi del telaio

Impalcato deformabile:

modellato come insieme di lastre (o più grossolanamente come diagonali), collegate ai nodi del telaio spaziale

Verifica di rigidezza dell'impalcato

È necessaria solo se si è effettuata l'ipotesi di impalcato planimetricamente indeformabile

Richiede di:

- analizzare l'impalcato estratto dalla struttura e soggetto ad un insieme di azioni equilibrate
- calcolarne la deformazione con schema di lastra o, se una dimensione è predominante, con schema di trave deformabile a taglio
- confrontare le deformazioni relative tra impalcati adiacenti con gli spostamenti relativi forniti dalla risoluzione del telaio spaziale

Verifica di resistenza dell'impalcato

È sempre necessaria

Richiede di:

- analizzare l'impalcato estratto dalla struttura e soggetto ad un insieme di azioni equilibrate
- calcolarne lo stato tensionale (con schema di lastra o, se una dimensione è predominante, con schema di trave)
- valutare l'ammissibilità della sezione in calcestruzzo e l'eventuale necessità di armature aggiuntive per garantire la resistenza

Gerarchia delle resistenze: incrementare del 30% le forze ottenute dall'analisi (confermato da NTC 08)

Irregolarità strutturali per l'impalcato

Forma poco compatta, presenza di grosse rientranze, grossi fori o parti mancanti nell'impalcato:

riduce localmente la resistenza e rende possibili grosse deformazioni localizzate

Presenza di un numero molto basso di elementi resistenti verticali (singole pareti o nuclei irrigidenti):

nascono sollecitazioni e deformazioni rilevanti per riportare l'azione sismica a tali elementi

Variazione della rigidezza degli elementi resistenti verticali (soprattutto se pareti) tra un piano e l'altro :

nel trasferire azioni rilevanti da un punto all'altro l'impalcato può essere molto sollecitato e deformarsi molto

Modellazione della struttura modulo elastico e rigidezza

Modulo elastico:

"In sede di progettazione si può assumere il valore
 $E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$ "

Nota: $f_{cm} \cong f_{ck} + 8.0 \text{ MPa}$

Esempio: per $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$ si ottiene $E_c = 30200 \text{ MPa}$, maggiore del 6% rispetto al valore fornito dalla norma precedente

Riflessione:

- Considerare un modulo elastico più alto fa ridurre il periodo proprio (quindi spesso aumenta le forze)

Modellazione della struttura modulo elastico e rigidezza

“Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali ... si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili.

In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in cemento armato può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.”

Differenza tra travi e pilastri

Modellazione della struttura modulo elastico e rigidezza

Riflessioni:

- Ridurre la rigidezza per tener conto delle condizioni fessurate, se fatto in misura uguale per tutti gli elementi, fa aumentare il periodo proprio (quindi spesso riduce le forze e proporzionalmente le sollecitazioni)
- Ridurre la rigidezza in maniera differenziata tra travi (di più) e pilastri (di meno) può aumentare le sollecitazioni nei pilastri

meglio lasciar perdere,
finché non si hanno
indicazioni più affidabili