

Corso di aggiornamento

Teramo, 13 ottobre - 25 novembre 2006

Progetto di edifici antisismici
con struttura intelaiata in c.a.

Teramo, 11 novembre 2006

Edoardo M. Marino

Analisi strutturale: fasi di lavoro

1. Definizione dei carichi unitari
2. Valutazione delle masse di piano
3. Valutazione delle forze orizzontali (nel caso di analisi statica)
4. Valutazione dei carichi sulle travi
5. Definizione degli schemi base di carico

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 ²
Pavimento, intonaco, massetto	1.20
Incidenza tramezzi	1.00
Totale carichi permanenti	$g_k = 5.00 \text{ kN/m}^2$
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 $g_k = 5.00 \text{ kN/m}^2$ $q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$

Si determinano i valori di calcolo in assenza di sisma, moltiplicando g_k e q_k per γ_g e γ_q

$\gamma_g g_k = 7.00 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_q q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_g g_k + \gamma_q q_k = 10.00 \text{ kN/m}^2$

e quelli in presenza di sisma, moltiplicando q_k per ψ_2

$g_k = 5.00 \text{ kN/m}^2$ $\psi_2 q_k = 0.60 \text{ kN/m}^2$ $g_k + \psi_2 q_k = 5.60 \text{ kN/m}^2$

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	8.60	4.60
Solaio piano tipo (incid.tramezzi)	1.00	---	1.40	1.00
Solaio copertura	4.20	2.00	8.88	4.60
Solaio torrino scala	3.40	1.00	6.26	3.60
Sbalzo piano tipo	4.20	4.00	11.88	5.40
Sbalzo copertura, cornicione	3.90	1.00	6.96	4.10
Scala	5.00	4.00	13.00	3.20
				segue...

Carichi unitari

I valori per l'edificio in esame sono riepilogati qui

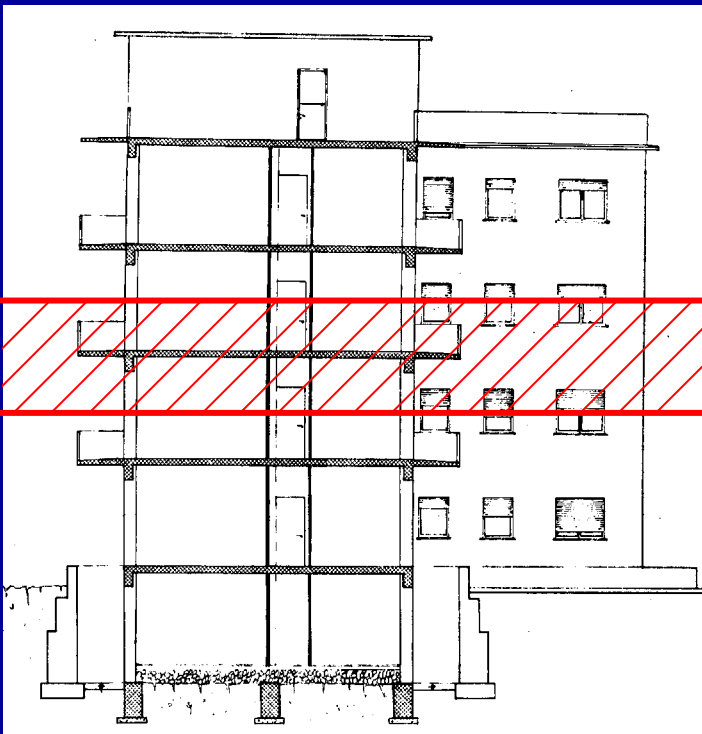
... seguito	g_k kN/m	q_k	TOTALE senza sisma	TOTALE con sisma
Travi 30 x 60	4.20	---	5.88	4.20
Travi 30 x 50	3.50	---	4.90	3.50
Travi 60 x 22	1.60	---	2.24	1.60
Tamponature	6.00	---	8.40	6.00
Tramezzi	3.00	---	4.20	3.00
Pilastri 30 x 70 piano terra (kN)	15.75	---	22.05	15.75
Pilastri 30 x 70 altri piani	13.65	---	19.11	13.65
Pilastri 30 x 40 torrino scala	7.80	---	10.92	7.80

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	325.6
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

$$60.3 \times 5.40 = 325.6 \text{ kN}$$

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	325.6
Sbalzo copertura	--	--
Cornicione	--	--
Scala	24.0	148.8
Travi 30 x 60	121.0	508.2
Travi 30 x 50	--	--
Travi 60 x 22	50.0	80.0
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	325.6
Sbalzo copertura	--	--
Cornicione	--	--
Scala	24.0	148.8
Travi 30 x 60	121.0	508.2
Travi 30 x 50	--	--
Travi 60 x 22	50.0	80.0
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	325.6
Sbalzo copertura	--	--
Cornicione	--	--
Scala	24.0	148.8
Travi 30 x 60	121.0	508.2
Travi 30 x 50	--	--
Travi 60 x 22	50.0	80.0
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

$$W = 3183.1 \text{ kN}$$

Massa = peso diviso accelerazione di gravità

$$M = \frac{3183.1}{9.81} = 324.48 \text{ t}$$

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	1100.3
Solaio torrino scala	36.0	129.6	--	--
Sbalzo piano tipo	--	--	--	--
Sbalzo copertura	--	--	60.3	247.2
Cornicione	12.0	49.2	13.3	54.5
Scala	--	--	19.1	118.4
Travi 30 x 60	--	--	--	--
Travi 30 x 50	24.0	84.0	121.0	423.5
Travi 60 x 22	3.0	4.8	50.0	80.0
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	184.3
Pilastri 30 x 40 torrino	3.0	23.4	3.0	23.4

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 torrino scala	--	--	--	--
Sbalzo piano tipo	60.3	325.6	--	--
Sbalzo copertura	--	--	--	--
Cornicione	--	--	--	--
Scala	24.0	148.8	24.0	148.8
Travi 30 x 60	121.0	508.2	121.0	508.2
Travi 30 x 50	--	--	--	--
Travi 60 x 22	50.0	80.0	50.0	80.0
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	372.0	37.92	48.0	7.75
V	2638.4	268.95	338.9	7.79
IV, III, II	3183.1	324.48	325.6	9.78
I	2885.8	294.17	265.4	10.87
TOTALE	15445.5			

Confronto con i valori stimati

impalcato	peso W kN	peso medio	peso stimato	peso medio stimato
Torrino + V	3010.4	7.78	3419	9.0
IV, III, II	3183.1	9.78	3235	10.0
I	2885.8	10.87	2632	10.0
TOTALE	15445.5		15756	

differenza 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	372.0	9.75	4.86	3.24
V	2638.4	10.20	5.89	8.51
Torrino + V	3010.4	10.14	5.76	8.06
IV, III, II	3183.1	10.35	5.64	8.38
I	2885.8	9.75	6.33	7.81

Forze orizzontali

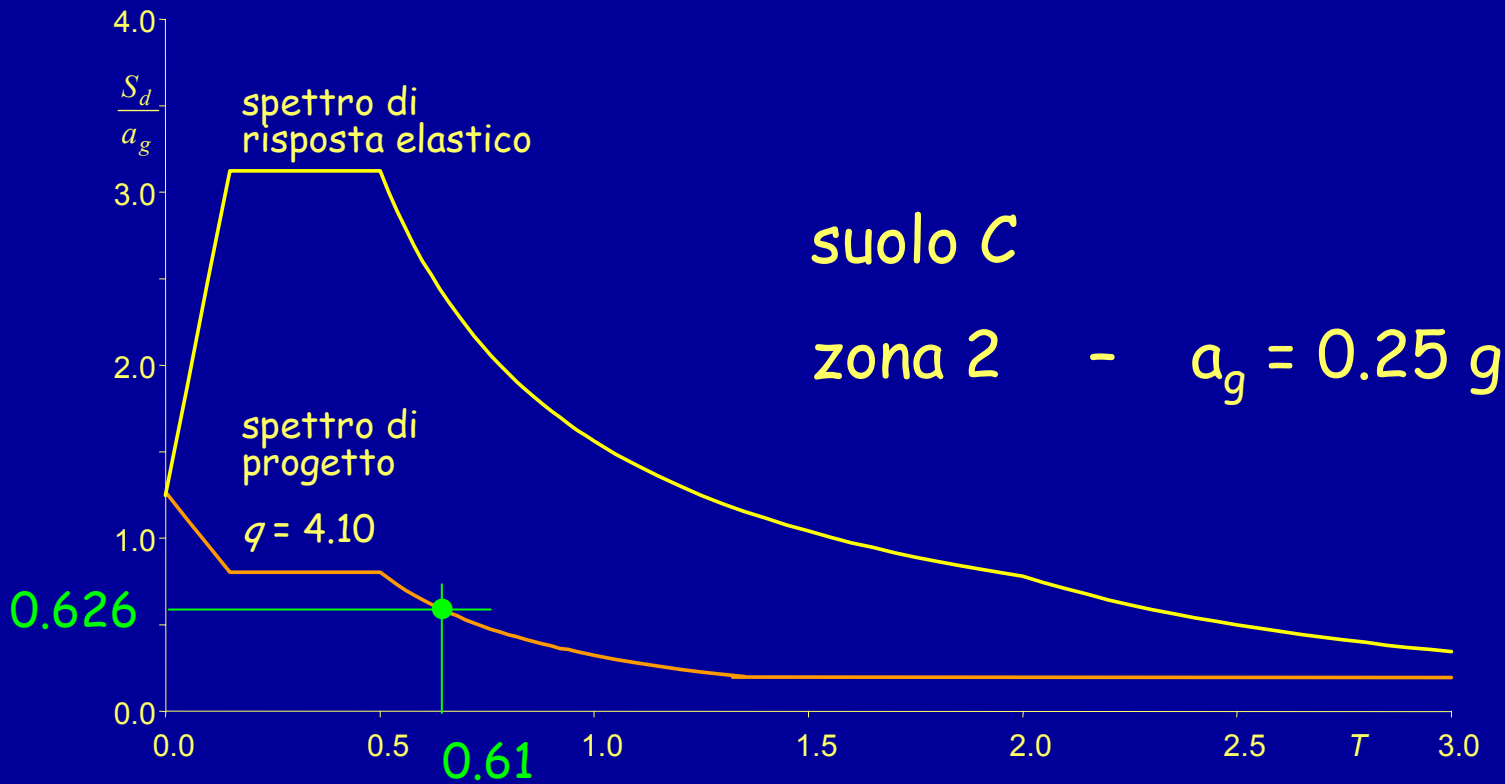
Forze orizzontali per analisi statica

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

- definizione del fattore di struttura
(nell'esempio, se bassa duttilità $q = 4.10$)
- stima del periodo proprio della struttura
(nell'esempio, $T_1 = 0.61$ s)
- determinazione dell'accelerazione spettrale
(nell'esempio $a_g = 0.156$ g)

Esempio - ordinata spettrale

$$S_d = 0.626 \times 0.25 \text{ g} = 0.156 \text{ g}$$



Forze per analisi statica

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

Taglio alla base $V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n W_i S_d(T_1) =$
 $= 0.85 \times 15445.5 \times 0.156 = 2048.1 \text{ kN}$

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	3010.4	16.40	49371	651.3	651.3
IV	3183.1	13.20	42017	554.3	1205.6
III	3183.1	10.00	31831	419.9	1625.5
II	3183.1	6.80	21645	285.5	1911.0
I	2885.8	3.60	10389	137.0	2048.1
somma	15445.5		155252		

Confronto con i valori stimati

impalcato	peso W kN	forza F kN	peso stimato	forza stimata
Torrino + V	3010.4	651.3	3419	720.5
IV	3183.1	554.3	3235	548.7
III	3183.1	419.9	3235	415.7
II	3183.1	285.5	3235	282.7
I	2885.8	137.0	2632	121.7
TOTALE	15445.5	2048.1	15756	2089.2

differenza del 2% sul totale,
anche per le forze

Analisi strutturale: fasi di lavoro

- ✓ 1. Definizione dei carichi unitari
- ✓ 2. Valutazione delle masse di piano
- ✓ 3. Valutazione delle forze orizzontali (nel caso di analisi statica)
- ~~4. Valutazione dei carichi sulle travi~~
- ~~5. Definizione degli schemi base di carico~~

DOPO

Analisi strutturale: fasi di lavoro

- ✓ 1. Definizione dei carichi unitari
- ✓ 2. Valutazione delle masse di piano
- ✓ 3. Valutazione delle forze orizzontali (nel caso di analisi statica)

Definizione dello schema geometrico

Risoluzione dello schema per forze orizzontali (o analisi modale)

Discussione dei risultati di analisi statica e modale

Definizione dello schema geometrico
(modellazione della struttura)

Modellazione della struttura

“Il modello della struttura dovrà rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidezza effettiva considerando, laddove necessario, il contributo degli elementi non strutturali e l'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 rigidzze) e tamponature dissimmetriche
- 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:

$$\text{M. Pagano} \quad B = 0.5 A_p / l_d \Rightarrow \quad B \cong 0.20 \div 0.25 l_d$$

$$\text{B. Stafford Smith} \quad B \cong 0.15 \div 0.30 l_d$$

$$\text{D.M. 2/7/81} \quad B = 0.10 l_d$$

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, redistribuzione 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

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 rigidità 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

“I solai e le coperture devono essere dotati della resistenza necessaria e di una rigidezza nel proprio piano grande rispetto alla rigidezza sotto carichi orizzontali dei sistemi resistenti verticali; inoltre debbono essere efficacemente connessi a tali sistemi”

È 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 (OPCM 3431, punto 4.11.1.5)

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

$$E_c = 11000 \sqrt[3]{R_{cm}} \text{ ”}$$

Nota: $R_{cm} \cong R_{ck} + 9.6 \text{ MPa}$

Esempio: per $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$ si ottiene $E_c = 35844 \text{ MPa}$, maggiore del 25% 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

“La rigidezza degli elementi può essere riferita a condizioni fessurate.

Nel caso di edifici con struttura in cemento armato, la rigidezza degli elementi può essere valutata assumendo la rigidezza secante a snervamento.

In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in cemento armato può essere assunta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, ad esempio in funzione dello sforzo normale 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

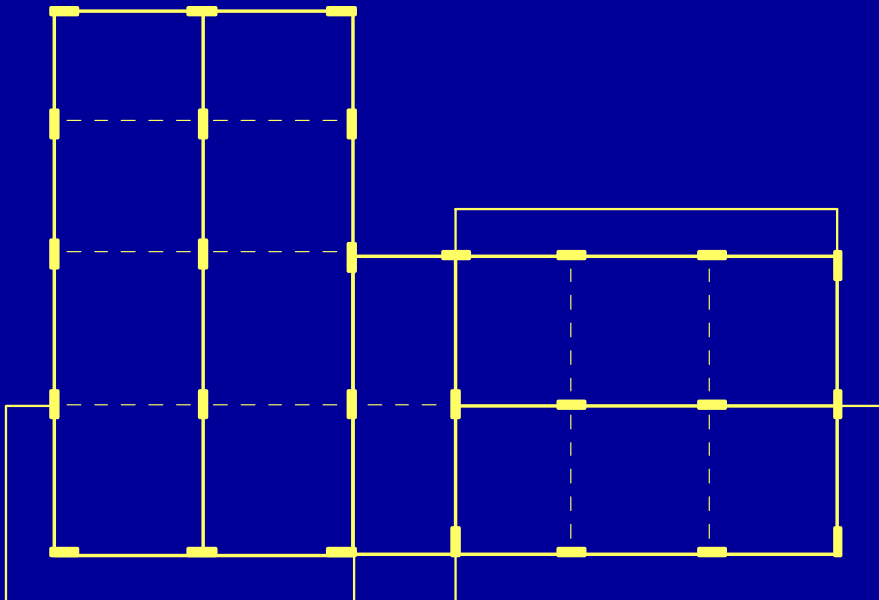
Discussione dei risultati: analisi statica

Un mare di numeri. Come non perdersi?

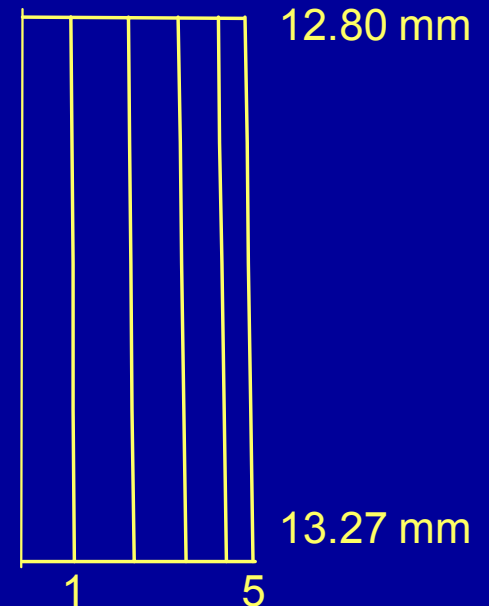
Analisi statica

- Esaminare gli spostamenti prodotti dalle forze nelle due direzioni
 - spostamenti analoghi nelle due direzioni o molto diversi?
 - solo traslazione, rotazione dell'impalcato modesta oppure forte?
- Stimare e controllare il periodo
- Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi
 - rispettano le previsioni o no?

Spostamenti

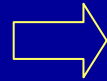


Spostamenti
per F_x



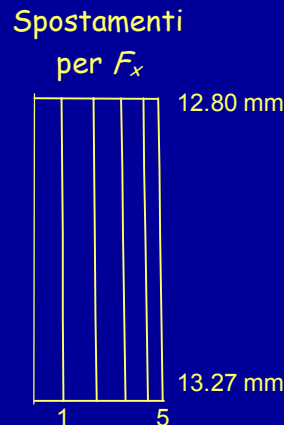
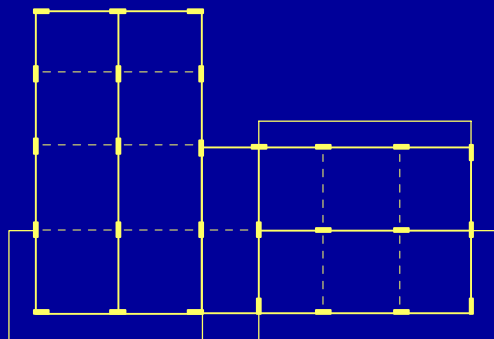
Spostamenti

Rotazione non trascurabile per forze in direzione y



La parte destra andrebbe irrigidita

mediamente, spostamenti analoghi nelle due direzioni (ma i massimi per F_y sono maggiori di circa il 25%)



Spostamenti per forze in direzione x uniformi

Periodo proprio della struttura (Metodo di Rayleigh)

Una buona stima del periodo si ottiene:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i u_i}}$$

m_i : massa di piano

F_i : Forza di piano

u_i : spostamento del baricentro di piano
(provocato dalla forze F_i)

Periodo proprio della struttura (direzione x)

Piano	m (kN s ² /m)	F _x (kN)	u _x (mm)	F _x u _x (kN m)	m u _x ² (kN m s ²)
Torrino+V	306.87	661.9	12.97	8.582	0.0516
IV	324.48	550.1	11.45	6.300	0.0426
III	324.48	416.7	9.18	3.826	0.0274
II	324.48	283.4	6.24	1.767	0.0126
I	294.17	136.0	2.91	0.396	0.0025
somma				20.871	0.1366

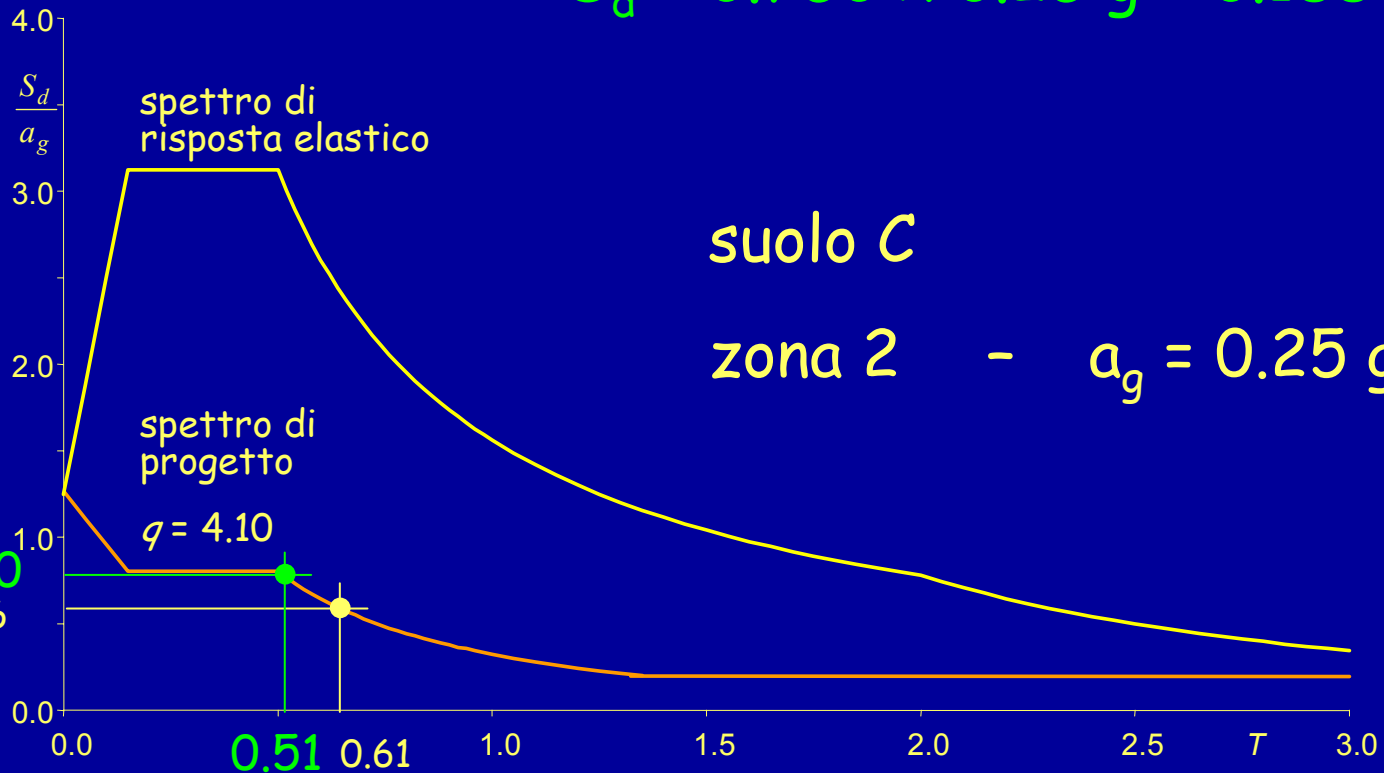
$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_{xi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{xi} u_{xi}}}$$

$$T_x = 0.51 \text{ s}$$

Esempio - ordinata spettrale

~~$$S_d = 0.626 \times 0.25 g = 0.156 g$$~~

$$S_d = 0.750 \times 0.25 g = 0.188 g$$



Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
Torrino+V	3010.4	16.40	49371	651.3	651.3
IV	3183.1	13.20	42017	554.3	1205.6
III	3183.1	10.00	31831	419.9	1625.5
II	3183.1	6.80	21645	285.5	1911.0
I	2885.8	3.60	10389	137.0	2048.1
somma	15445.5		155252		

Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
Torrino+V	3010.4	16.40	49371	784.9	784.9
IV	3183.1	13.20	42017	668.0	1452.9
III	3183.1	10.00	31831	506.0	1958.9
II	3183.1	6.80	21645	344.1	2303.0
I	2885.8	3.60	10389	165.2	2468.2
somma	15445.5		155252		

$$\times \frac{0.188 \text{ g}}{0.156 \text{ g}}$$

Forze per analisi statica

Piano	W (kN)	Quota (m)	Forza (kN)	Forza (kN)	Forza (kN)
Torrino+V	15445.5	10.80	1660.2	866.2	
IV			659.6	1525.8	
III			31831	499.7	2025.6
II		3.80	21645	339.8	2365.4
I	35.8	3.60	10389	146.4	2511.8
somma	15445.5		155252		

SOSTITUITA

$$\times \frac{0.188 \text{ g}}{0.156 \text{ g}}$$

Sollecitazioni per forze in direzione x

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio max (kN)
5	55.4	
4	97.6	
3	129.6	
2	151.3	
1	160.7	

Sollecitazioni per forze in direzione x

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio max (kN)
5	66.8	
4	117.7	
3	156.2	
2	182.4	
1	193.7	

$$x \frac{0.188 g}{0.156 g}$$

Sollecitazioni per forze in direzione x

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio max (kN)
5	66.8	61.3
4	117.7	107.2
3	156.2	141.6
2	182.4	167.2
1	193.7	171.0

Il taglio massimo è abbastanza uniforme

Nota:

nei pilastri di estremità il taglio è minore (circa il 50% ai piani superiori, il 75% al piede del I ordine)

I valori sono leggermente minori rispetto alle previsioni

Sollecitazioni per forze in direzione x

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max (kNm)
5	106.6	104.8
4	187.8	183.0
3	249.3	231.5
2	291.1	262.6
1 testa	278.2	235.9
piede	486.9	379.4

Il momento massimo è abbastanza uniforme

Nota:

nei pilastri di estremità il momento è minore (circa il 50-60% ai piani superiori, l'85% al piede del I ordine)

I valori corrispondono alle previsioni ai piani superiori, sono leggermente minori a quelli inferiori

Sollecitazioni per forze in direzione x

Travi emergenti dei telai in direzione x

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max (kNm)
5	53.3	58.7
4	147.2	139.7
3	218.5	206.1
2	270.2	256.3
1	284.7	267.5

Il momento massimo è abbastanza uniforme, sia come distribuzione in pianta che in base alla posizione nel telaio (incluse campate di estremità)

I valori corrispondono bene alle previsioni

Periodo proprio della struttura (direzione y)

Piano	m (kN s ² /m)	F _y (kN)	u _y (mm)	F _y u _y (kN m)	m u _y ² (kN m s ²)
Torrino+V	306.87	661.9	11.76	7.782	0.0424
IV	324.48	550.1	10.40	5.722	0.0351
III	324.48	416.7	8.36	3.483	0.0227
II	324.48	283.4	5.70	1.615	0.0105
I	294.17	136.0	2.69	0.365	0.0021
somma				18.967	0.1129

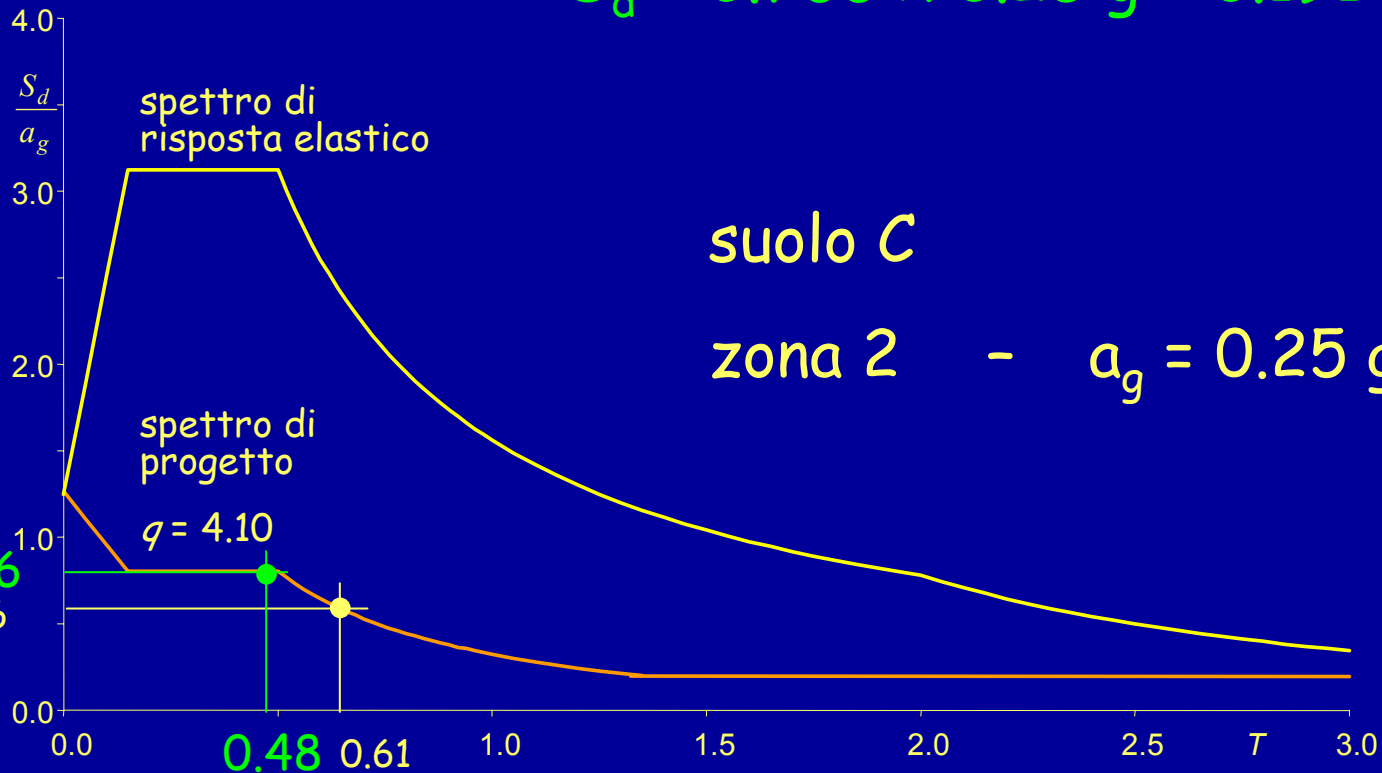
$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_{yi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{yi} u_{yi}}}$$

$$T_y = 0.48 \text{ s}$$

Esempio - ordinata spettrale

~~$$S_d = 0.626 \times 0.25 g = 0.156 g$$~~

$$S_d = 0.766 \times 0.25 g = 0.191 g$$



Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
Torrino+V	3010.4	16.40	49371	651.3	651.3
IV	3183.1	13.20	42017	554.3	1205.6
III	3183.1	10.00	31831	419.9	1625.5
II	3183.1	6.80	21645	285.5	1911.0
I	2885.8	3.60	10389	137.0	2048.1
somma	15445.5		155252		

Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
Torrino+V	3010.4	16.40	49371	797.4	797.4
IV	3183.1	13.20	42017	678.6	1476.1
III	3183.1	10.00	31831	514.1	1990.2
II	3183.1	6.80	21645	349.6	2339.8
I	2885.8	3.60	10389	167.8	2507.6
somma	15445.5		155252		

$$\times \frac{0.191 g}{0.156 g}$$

Forze per analisi statica

Piano	W (kN)	Q ₁₀ (kN)	Q ₂₀ (kN)	Q ₃₀ (kN)	Q ₄₀ (kN)
Torrino+V	15445.5	3.60	10389	149.4	884.4
IV		3.80	21645	346.9	1557.8
III		3.60	10389	149.4	2068.1
II		3.80	21645	346.9	2415.0
I		3.60	10389	149.4	2564.5
somma	15445.5		155252		

Sostituita

$$\times \frac{0.191 \text{ g}}{0.156 \text{ g}}$$

Sollecitazioni per forze in direzione y

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio max, sin (kN)	Taglio max, des (kN)
5	68.0	43.0	70.5
4	119.8	78.9	128.0
3	159.1	105.1	172.6
2	185.8	123.7	208.5
1	197.3	138.1	188.8

Il taglio varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori massimi sono leggermente maggiori rispetto alle previsioni, tranne al I ordine (5-15% a seconda dei piani)

Sollecitazioni per forze in direzione y

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max, sin (kNm)	Momento max, des (kNm)
5	108.8	78.9	128.5
4	191.7	140.4	227.0
3	254.5	178.8	292.1
2	297.2	201.5	339.0
1 testa	284.1	193.2	253.9
piede	497.1	304.3	425.7

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori massimi sono leggermente maggiori rispetto alle previsioni, tranne al I ordine (15-20% a seconda dei piani)

Sollecitazioni per forze in direzione y

Travi emergenti dei telai in direzione y

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max, sin (kNm)	Momento max, des (kNm)
5	54.4	40.9	69.4
4	150.3	102.3	173.5
3	223.1	147.8	256.0
2	275.9	183.6	315.7
1	290.6	201.1	325.6

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori massimi sono leggermente maggiori rispetto alle previsioni (15-20% a seconda dei piani)

Discussione dei risultati: analisi modale

Un mare di numeri. Come non perdersi?

Analisi modale

- Esaminare le deformate modali (indipendentemente dalla direzione del sisma)
 - sono disaccoppiate oppure accoppiate?
- Esaminare le masse partecipanti (per ciascuna direzione del sisma) per vedere quali modi danno maggior contributo
 - prevale un solo modo, o più di uno?
- Esaminare i periodi dei modi predominanti
 - corrispondono alle previsioni o no?

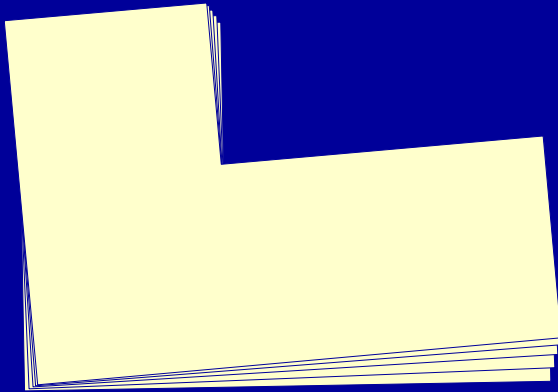
Un mare di numeri. Come non perdersi?

Analisi modale

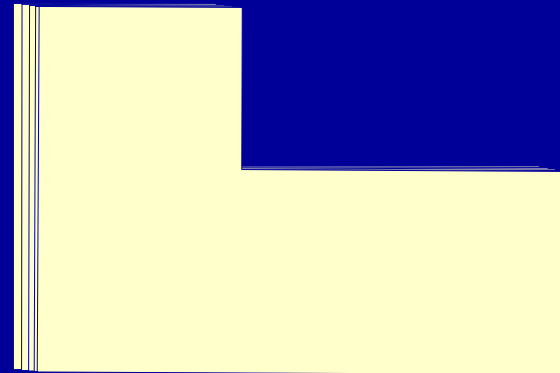
- Esaminare l'involuppo delle deformate modali, per le due direzioni del sisma
 - spostamenti analoghi nelle due direzioni o molto diversi?
 - solo traslazione, rotazione dell'impalcato modesta oppure forte?
- Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi
 - rispettano le previsioni o no?

Deformate modali

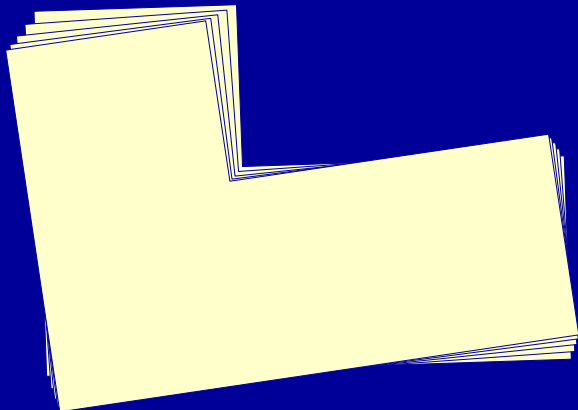
Modo 1 $T = 0.538 \text{ s}$



Modo 2 $T = 0.512 \text{ s}$



Modo 3 $T = 0.428 \text{ s}$

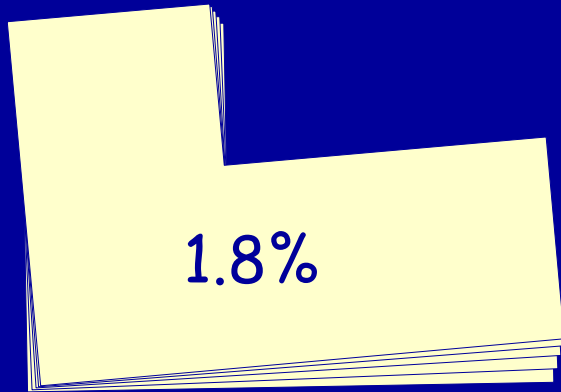


Il modo 2 è sostanzialmente di traslazione secondo x

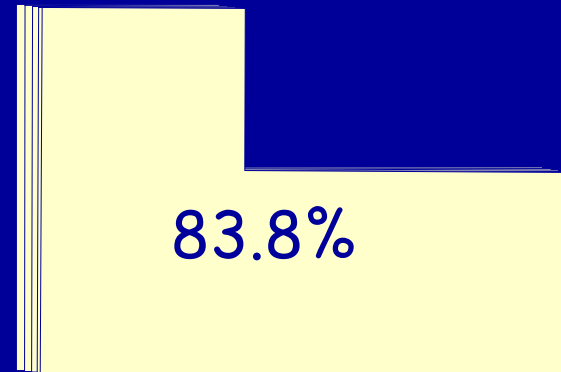
I modi 1 e 3 sono accoppiati (traslazione secondo y e rotazione)

Masse partecipanti, sisma x

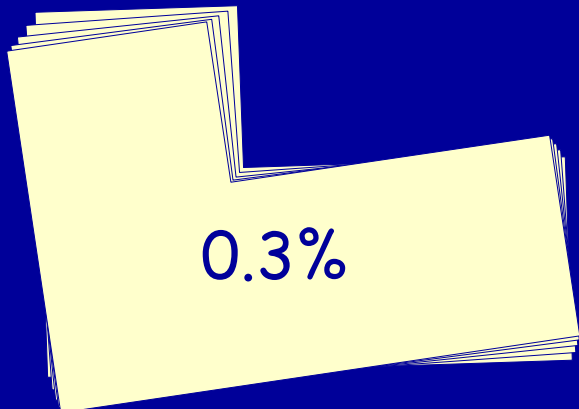
Modo 1 $T = 0.538 \text{ s}$



Modo 2 $T = 0.512 \text{ s}$



Modo 3 $T = 0.428 \text{ s}$

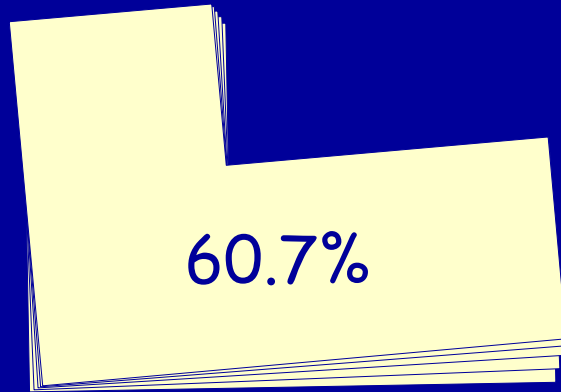


Il modo 2 dà il contributo massimo

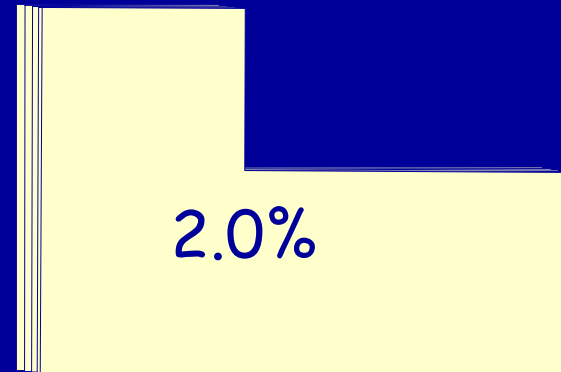
Il modo 5, di traslazione x con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (9.0%)

Masse partecipanti, sisma y

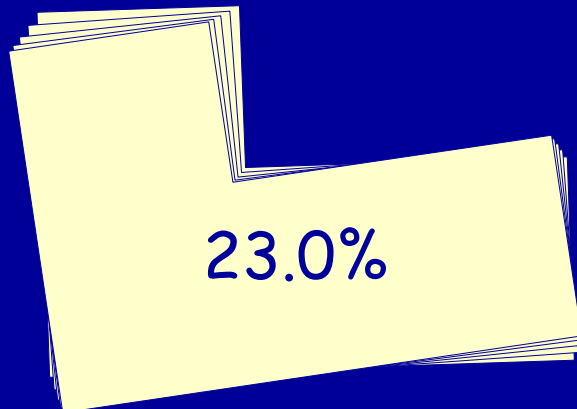
Modo 1 $T = 0.538 \text{ s}$



Modo 2 $T = 0.512 \text{ s}$



Modo 3 $T = 0.428 \text{ s}$



Il modo 1 e 3 danno il contributo massimo

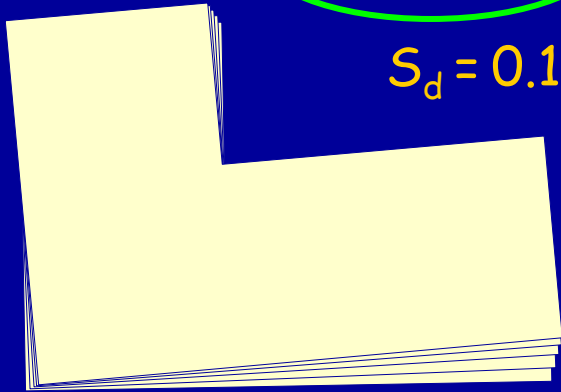
Il modo 4, di traslazione y e rotazione con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (7.0%)

Periodi dei modi predominanti

Modo 1

$$T = 0.538 \text{ s}$$

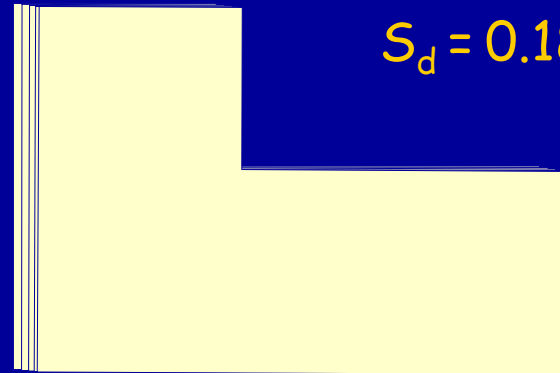
$$S_d = 0.177 \text{ g}$$



Modo 2

$$T = 0.512 \text{ s}$$

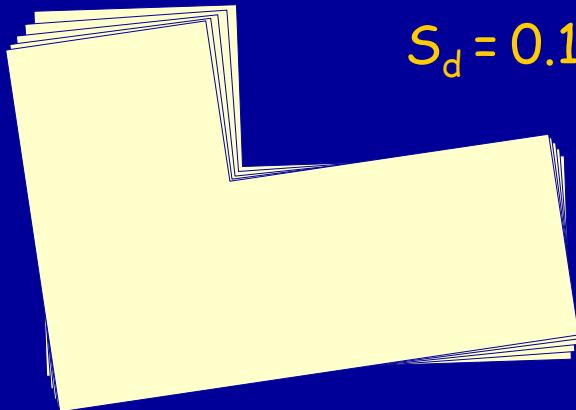
$$S_d = 0.186 \text{ g}$$



Modo 3

$$T = 0.428 \text{ s}$$

$$S_d = 0.191 \text{ g}$$



Periodi stimati: ~~0.611 s~~

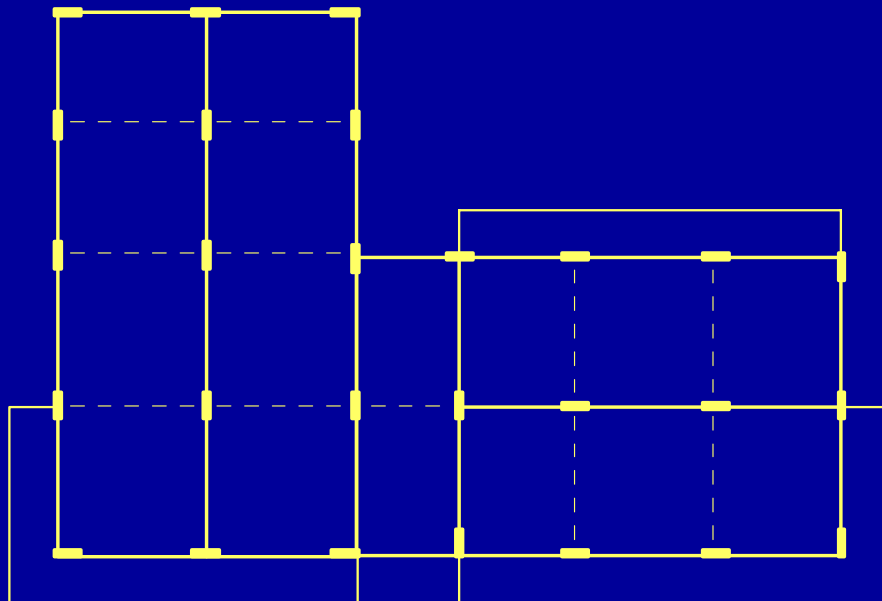
$$T_x = 0.508 \text{ s} \quad S_d = 0.188 \text{ g}$$

$$T_y = 0.485 \text{ s} \quad S_d = 0.191 \text{ g}$$

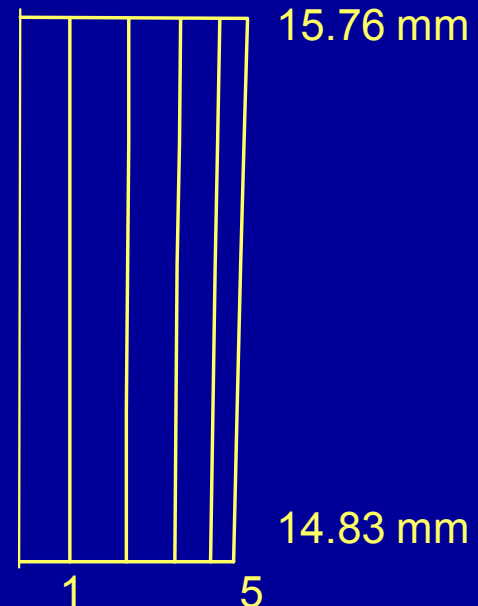
I periodi sono analoghi

Le ordinate spettrali sono quindi analoghe

Spostamenti, involuppo modale

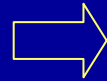


Spostamenti per sisma x

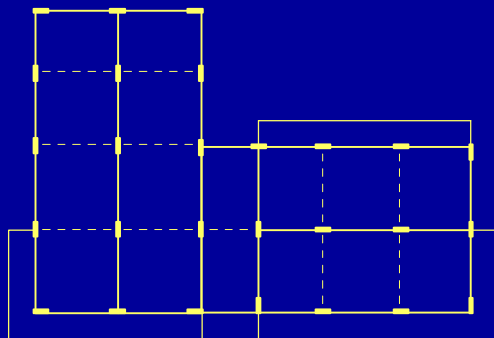


Spostamenti, inviluppo modale

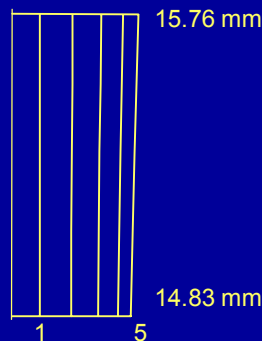
Rotazione non trascurabile per sisma y (spostamenti dovuti ai modi 1 e 3)



La parte destra andrebbe irrigidita



Spostamenti per sisma x

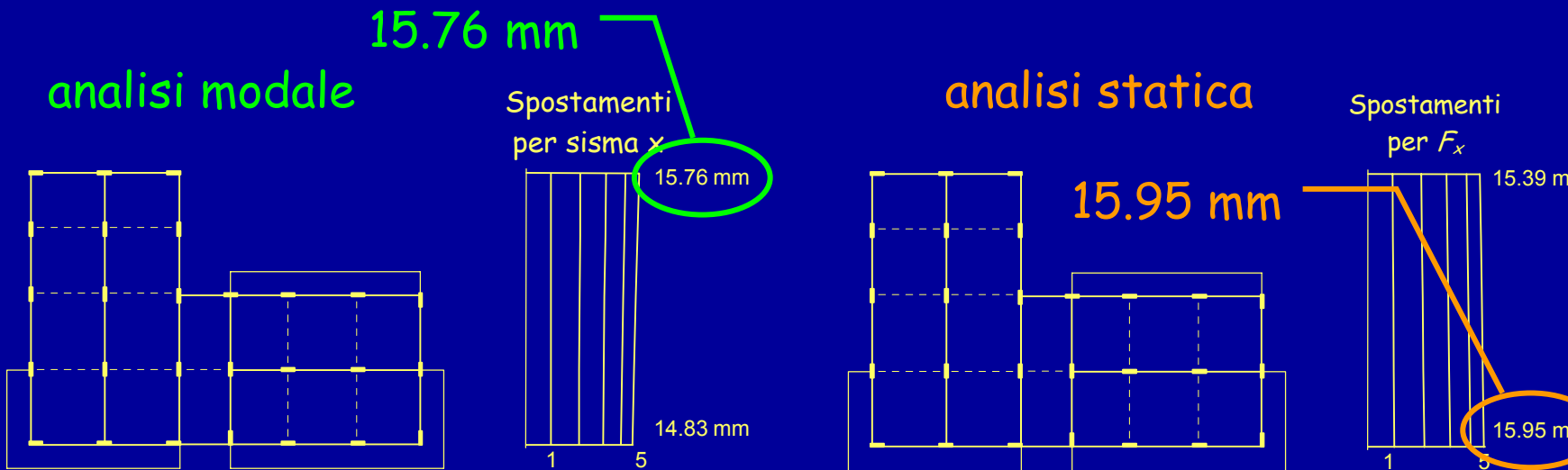


gli spostamenti massimi per sisma y sono maggiori di circa il 50% rispetto a quelli per sisma x

Spostamenti per sisma x uniformi (vicini a quelli del modo 2)

Spostamenti confronto tra analisi modale e statica

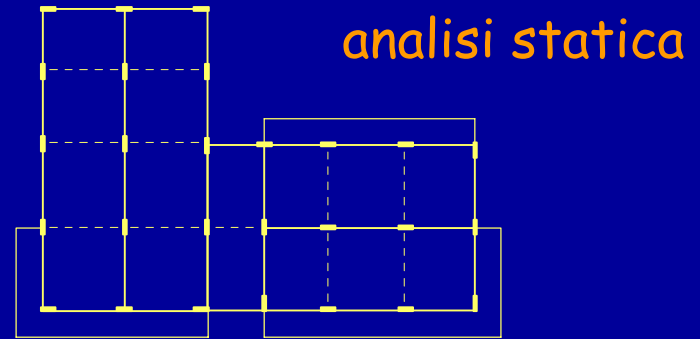
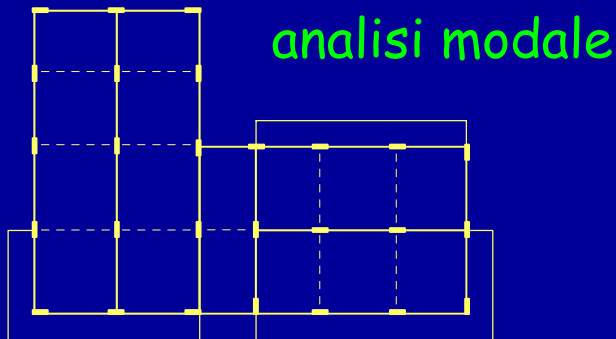
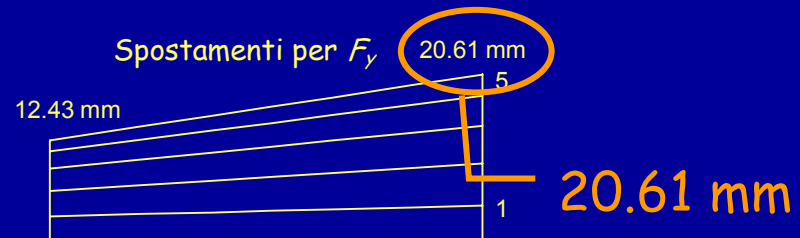
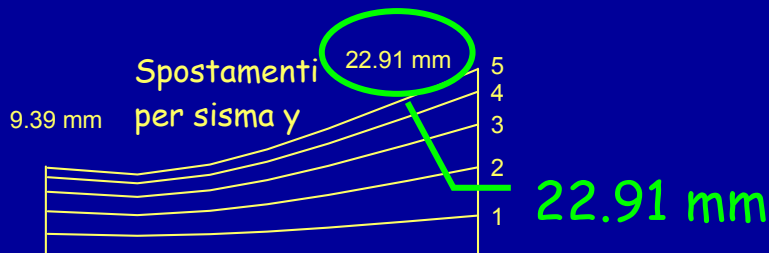
Sisma x: analisi modale - spostamenti uguali



Spostamenti confronto tra analisi modale e statica

Sisma y: l'analisi modale accentua la rotazione

lato destro - spostamenti maggiori (10%)
lato sinistro - spostamenti minori



Sollecitazioni per sisma in direzione x

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio An. statica (kN)	Taglio An. modale (kN)
5	61.3	58.6
4	107.2	104.1
3	141.6	139.8
2	167.2	167.3
1	171.0	165.1

Il taglio massimo è
abbastanza uniforme

Come per l'analisi statica,
nei pilastri di estremità il taglio
è minore (circa il 50% ai piani
superiori, il 75% al piede del I
ordine)

Analisi statica e modale
forniscono valori
sostanzialmente uguali

Sollecitazioni per sisma in direzione x

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	104.8	105.9
4	183.0	184.4
3	231.5	237.5
2	262.6	269.3
1 testa	235.9	229.6
piede	379.4	364.8

Il momento massimo è
abbastanza uniforme

Come per l'analisi statica,
nei pilastri di estremità il
momento è minore (circa il
50-60% ai piani superiori,
l'85% al piede del I ordine)

Analisi statica e modale
forniscono valori
sostanzialmente uguali

Sollecitazioni per sisma in direzione x

Travi emergenti dei telai in direzione x

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	58.7	56.0
4	139.7	134.3
3	206.1	201.3
2	256.3	256.3
1	267.5	278.8

Il momento massimo è abbastanza uniforme, sia come distribuzione in pianta che in base alla posizione nel telaio (incluse campate di estremità)

Analisi statica e modale forniscono valori sostanzialmente uguali

Sollecitazioni per sisma in direzione y (max, des)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio An. statica (kN)	Taglio An. modale (kN)
5	70.5	77.9
4	128.0	144.6
3	172.6	198.6
2	208.5	242.6
1	188.8	219.2

Il taglio varia molto in base alla posizione in pianta, a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono maggiori di quelli dell'analisi statica

(dal 10 al 15% a seconda dei piani)

Sollecitazioni per sisma in direzione y (max, des)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	128.5	142.3
4	227.0	257.5
3	292.1	337.5
2	339.0	393.8
1 testa	253.9	295.2
piede	425.7	493.9

Il momento varia in base
alla posizione in pianta a
causa della rotazione

I valori dell'analisi modale
sono maggiori di quelli
dell'analisi statica

(dal 10 al 15% a seconda dei piani)

Sollecitazioni per sisma in direzione y (max, des)

Travi emergenti dei telai in direzione y

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	69.4	76.7
4	173.5	193.7
3	256.0	291.0
2	315.7	364.2
1	325.6	377.7

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono maggiori di quelli dell'analisi statica

(dal 10 al 15% a seconda dei piani)

Sollecitazioni per sisma in direzione y (min, sin)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio An. statica (kN)	Taglio An. modale (kN)
5	43.0	33.0
4	78.9	60.6
3	105.1	82.5
2	123.7	98.6
1	138.1	106.4

Il taglio varia molto in base alla posizione in pianta, a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono minori di quelli dell'analisi statica (circa il 15%)

Sollecitazioni per sisma in direzione y (min, sin)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	78.9	60.2
4	140.4	108.4
3	178.8	140.8
2	201.5	160.3
1 testa	193.2	148.3
piede	304.3	234.7

Il momento varia in base
alla posizione in pianta a
causa della rotazione

I valori dell'analisi modale
sono minori di quelli
dell'analisi statica
(circa il 15%)

Sollecitazioni per sisma in direzione y (min, sin)

Travi emergenti dei telai in direzione y

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	40.9	31.6
4	102.3	78.2
3	147.8	114.5
2	183.6	144.5
1	201.1	157.1

Il momento varia in base
alla posizione in pianta a
causa della rotazione

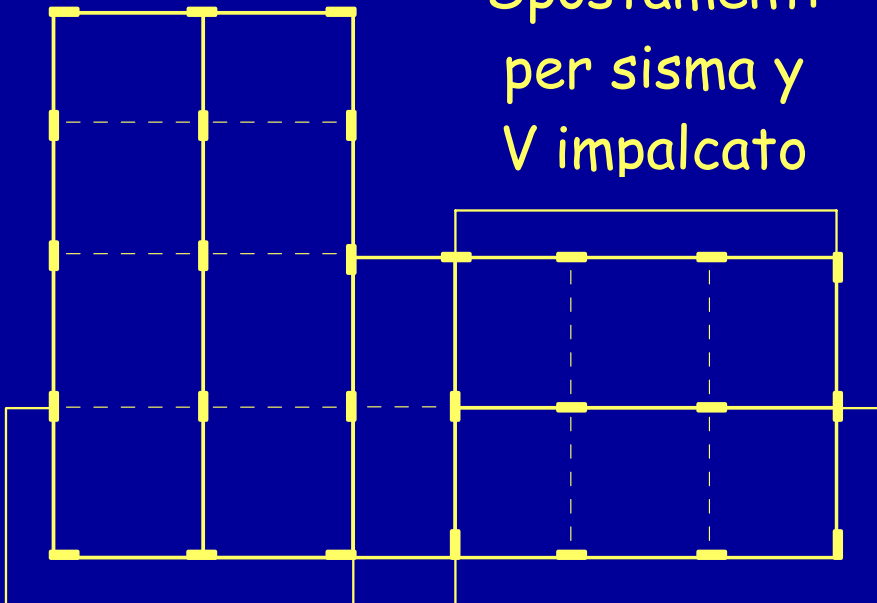
I valori dell'analisi modale
sono minori di quelli
dell'analisi statica
(circa il 15%)

Suggerimento

Rotazione
consentita



Spostamenti
per sisma y
V impalcato



Suggerimento

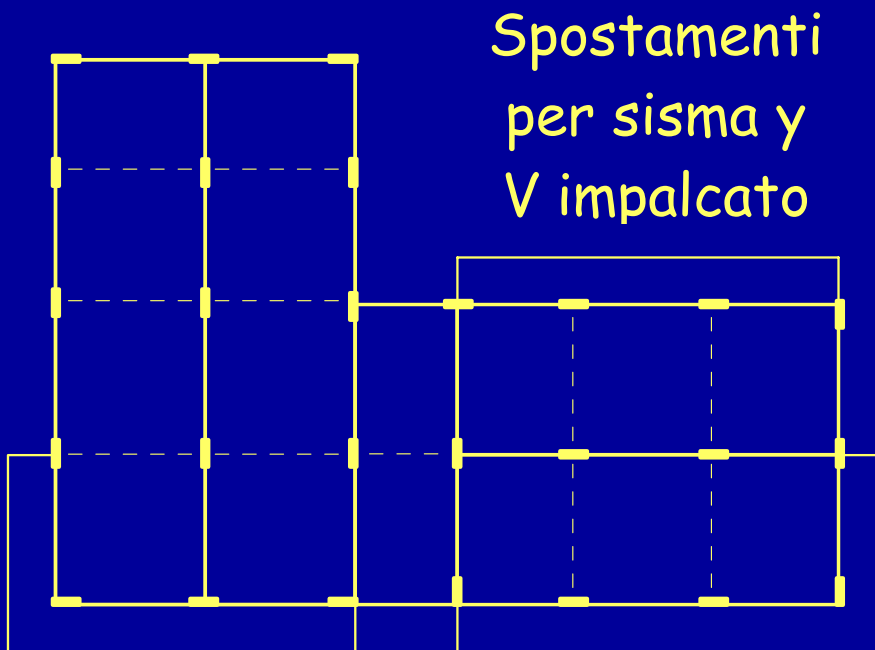


La rotazione riduce gli spostamenti del lato rigido (e quindi le sollecitazioni)

Meglio non ridurre le sollecitazioni di progetto rispetto al caso di traslazione pura

Secondo:

- Comunità scientifica internazionale
- Normativa americana



FINE

Sostanzialmente nuova.

La parte relativa alla modellazione è in parte tratta dalla presentazione per CT EdifCA2

Per questa presentazione:

coordinamento

A. Gherzi

realizzazione

A. Gherzi

ultimo aggiornamento

6/11/2006