

Corsi di aggiornamento  
Progettazione strutturale  
e Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

## 9. Vulnerabilità e rischio sismico di edifici esistenti in c.a.

9 – Risposta sismica: analisi lineare  
con fattore di struttura  $q$

Villa Redenta, Spoleto, 22-24 novembre 2018  
Aurelio Ghersi

# Analisi strutturale

## Sostanza e dettagli

# Analisi strutturale

## problemi generali

1. Comportamento “tridimensionale” della struttura
  - L’impalcato può ruotare in maniera rilevante e questo condiziona spostamenti e sollecitazioni nella struttura
2. Reale posizione del centro di massa
  - La distribuzione dei carichi variabili può portare a diverse posizioni del centro di massa
3. Direzione di azione dell’azione sismica
  - L’azione sismica ha due componenti in direzioni ortogonali e l’effetto massimo può agire in una qualsiasi direzione, inclinata rispetto agli assi di riferimento

# Analisi strutturale

## nella progettazione di nuove strutture

1. Il modello della struttura deve essere sempre tale da cogliere il suo comportamento “tridimensionale” (telaio spaziale)
  - Una buona progettazione tende ad un **comportamento traslazionale**; in caso contrario, l’aspetto rotazionale può essere molto rilevante
2. Si tiene conto delle incertezze nella posizione del centro di massa mediante “eccentricità accidentale”
3. Si tiene conto della possibile direzione con intensità massima combinando opportunamente i risultati di un calcolo fatto con azione sismica applicata in due direzioni ortogonali
  - Una buona progettazione rende questi due aspetti **poco rilevanti** e valutabili come incremento percentuale rispetto ad un calcolo traslazionale

# Analisi strutturale

## per edifici esistenti

1. Quando si usa l'**analisi lineare** il modello della struttura deve essere sempre tale da cogliere il suo comportamento “tridimensionale” (telaio spaziale)
  - Le strutture esistenti spesso non rispettano i criteri di buona progettazione e l'aspetto rotazionale può essere molto rilevante

L'analisi **statica non lineare** è stata sviluppata con riferimento a comportamento piano

- Occorre usare accorgimenti specifici per tener conto del comportamento “tridimensionale” della struttura

Indicazioni più dettagliate sono fornite più avanti, quando si parlerà di analisi statica non lineare

# Analisi strutturale

## per edifici esistenti

2-3. Quando si usa l'**analisi lineare** vale quanto detto per edifici di nuova progettazione con riferimento a eccentricità accidentale e combinazione delle forze (ma anche in questo caso l'effetto è spesso poco rilevante)

Se si usa l'analisi **statica non lineare**:

- L'eccentricità accidentale interviene nel comportamento rotazionale

Occorre usare anche qui accorgimenti specifici per tener conto del comportamento "tridimensionale" della struttura

- La direzione del sisma può essere fatta variare cambiando la retta d'azione delle forze

Ma in genere è un aspetto non sostanziale

# Risposta sismica

## Analisi lineare

# Risposta sismica di una struttura

## Terremoti con accelerazioni modeste

- Le strutture rimangono in campo elastico lineare (ma con i problemi già evidenziati nel caso di strutture in cemento armato)
- È possibile effettuare una analisi lineare

## Terremoti con accelerazioni elevate

- Le strutture superano i limiti elastici
- Sarebbe necessaria una analisi non lineare



# Risposta sismica di una struttura

## valutazione per comportamento lineare

### Analisi modale con spettro di risposta

- La risposta **dinamica** massima è valutata come combinazione dell'effetto di più insiemi di **forze statiche**, corrispondenti ai diversi modi
  - Il contributo di ciascun modo dipende dall'ordinata dello spettro (e quindi da caratteristiche del sisma e periodo proprio del modo) e da un parametro detto massa partecipante

### Analisi statica

- Se le forze relative ad un modo sono nettamente predominanti, basta considerare queste (o una loro semplificazione)

# È possibile usare un'analisi lineare se il comportamento reale è non lineare?

- Dallo studio di oscillatori semplici non lineari:  
una struttura progettata per forze inferiori a quelle che occorre sopportare per rimanere in campo elastico si danneggerà, ma sopporterà il terremoto se ha sufficiente duttilità



In fase di progettazione si può fare un calcolo elastico lineare con forze ridotte, purché si garantisca adeguata duttilità



Progetto con analisi lineare e fattore di struttura  $q$

# Progetto di strutture antisismiche

## con analisi lineare e fattore di struttura $q$

Perché funziona?

- Perché:
  - Garantiamo adeguata resistenza a tutte le sezioni
  - Garantiamo adeguata duttilità a tutte le sezioni che dovranno andare in campo plastico
  - Imponiamo una gerarchia di resistenze per ottenere un meccanismo di collasso globale
- Senza il rispetto di queste condizioni l'analisi lineare con fattore di struttura perde significato

# Verifica di strutture esistenti

## con analisi lineare e fattore di struttura $q$

- Le strutture esistenti molto spesso non soddisfano i requisiti elencati:
  - La resistenza è stata data pensando (spesso) solo ai carichi verticali; quindi non è adeguata in tutte le sezioni
  - La duttilità delle singole sezioni in genere non è stata curata
  - Il meccanismo di collasso (spesso) non è globale

# Verifica di strutture esistenti

## con analisi lineare e fattore di struttura $q$

- Venendo mancare i requisiti:
  - L'analisi lineare è poco significativa
  - Qualunque valore del fattore di struttura  $q$  è opinabile
- In ogni caso l'analisi lineare (anche con  $q=1$ ) è un primo passo utile per avere indicazioni di massima sul comportamento della struttura
  - È facile a farsi
  - È poco condizionata dalle incertezze nei dati

# Analisi lineare

## come valutazione preliminare

# Analisi lineare

## come valutazione preliminare

Valutazione delle caratteristiche di sollecitazione con procedimenti semplificati

- Può essere utile farla, per cogliere l'ordine di grandezza delle sollecitazioni ed individuare quali possono essere i problemi principali
- Può essere utile come validazione dei calcoli successivi (o almeno dei calcoli lineari), ai sensi del capitolo 10 delle NTC08
- Può fornire indicazioni anche per quanto riguarda le indagini da effettuare in sito e sui materiali

# In cosa consiste?

1. Stimare la rigidezza dei pilastri
  - Usare formule semplificate (linee guida della Basilicata, suggerimenti di A. Ghersi)
2. Determinare le forze sulla struttura con analisi statica
  - Fare il calcolo a meno del periodo  $T$ , non noto
3. Determinare il periodo proprio  $T$  della struttura (formula di Rayleigh) e le forze conseguenti
4. Ripartire il taglio tra i pilastri in proporzione alle rigidezze
5. Stimare i momenti flettenti



# E poi?

I risultati ottenuti vengono usati, come per quelli ottenuti da analisi più precise, per:

- determinare il moltiplicatore del sisma che porta al limite di resistenza **a taglio**
- determinare il moltiplicatore del sisma che porta al limite di resistenza **a flessione**

Nota:

- Contemporaneamente, anzi preliminarmente, determinare in funzione della resistenza a flessione e a taglio se è c'è o no possibilità di rotture a taglio dei pilastri

# Riferimenti

## Linee guida regionali

- Regione Basilicata: Linee guida per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici strategici e rilevanti (ottobre 2005)

## Esempio applicativo

- Si veda la presentazione del corso tenuto a Spoleto  
Verifica sismica di edifici esistenti in c.a. 18-19 maggio 2015  
presentazione 7, Analisi lineare: valutazione di massima o dettagliata delle caratteristiche di sollecitazione

# Analisi lineare

## Esempio

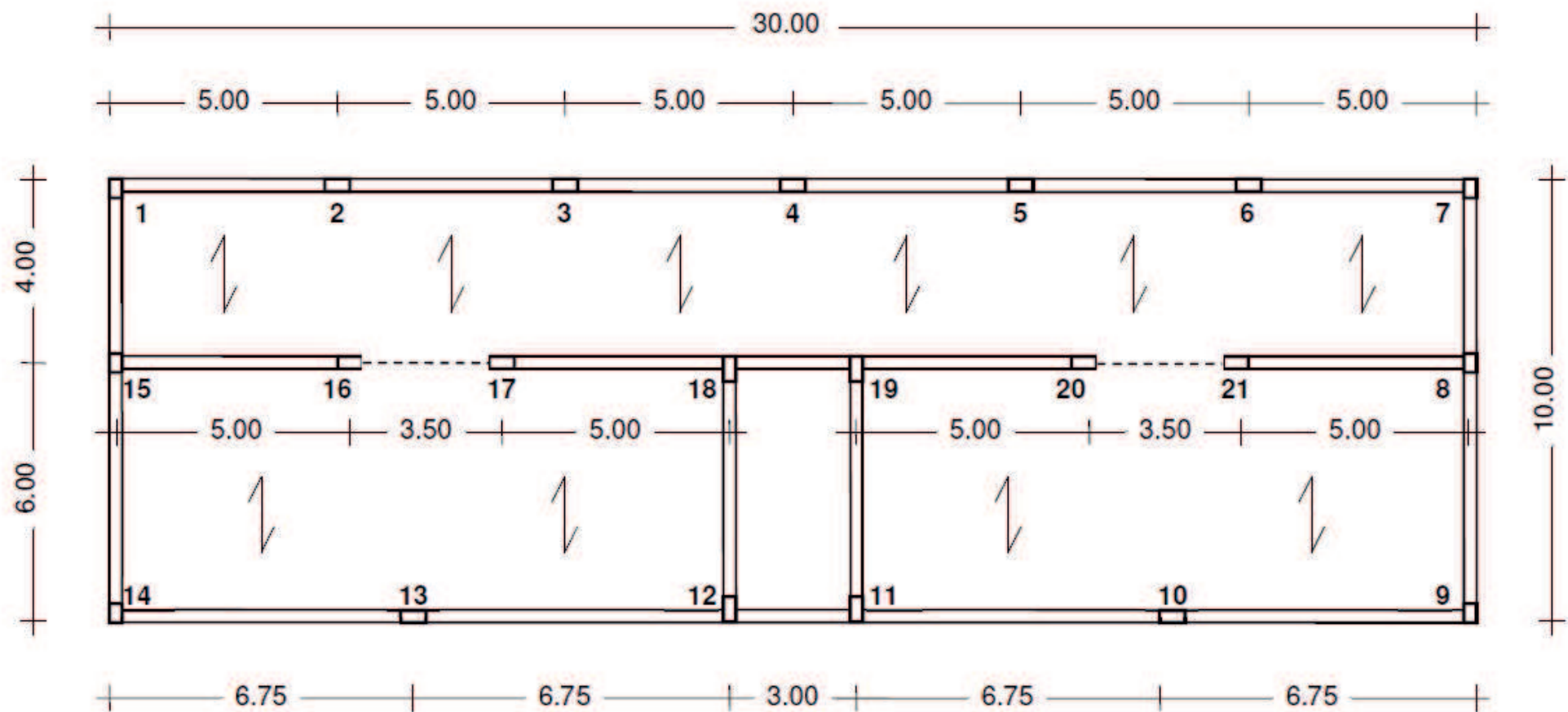
# Esempio

- Si considera come esempio un edificio progettato per soli carichi verticali negli anni '70
  - Edificio residenziale con 8 impalcati, senza piano interrato
- Non è un edificio reale, ma contiene i principali aspetti di quella tipologia:
  - Carpenteria pensata per soli carichi verticali, con una trave di spina e due travi perimetrali
  - Sostanziale assenza di travi nella direzione trasversale
  - Pilastri dimensionati per soli carichi verticali e quindi con dimensioni minime (30x30) in molti dei piani superiori
  - Scala a soletta rampante (ma in molti casi in questa tipologia si trovano travi a ginocchio)
  - Interpiano 3.30 m

# Fasi preliminari

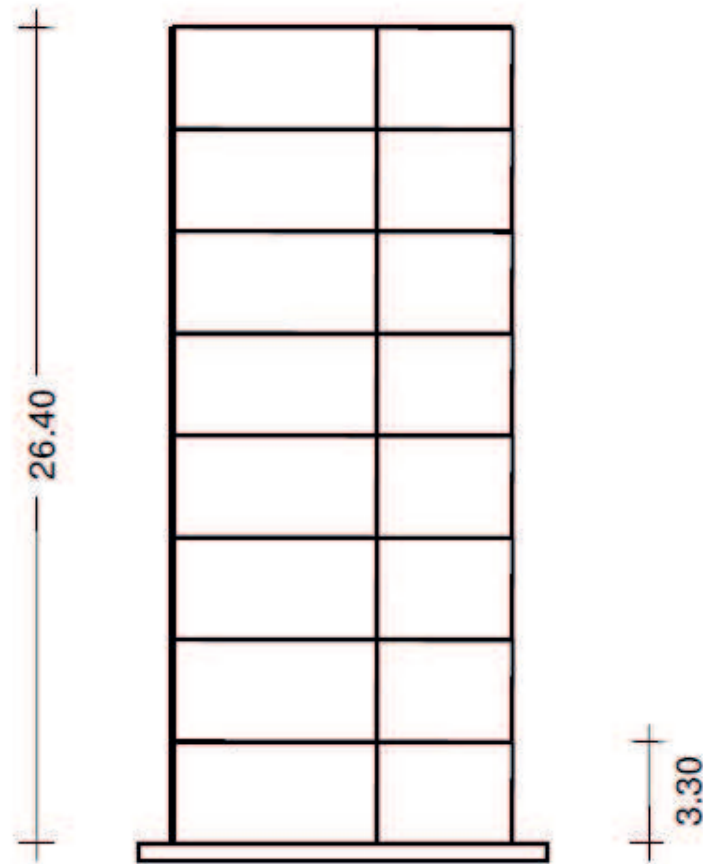
- Esame qualitativo della struttura
  - Commentato nella presentazione precedente, esempio 1
- Ricerca della documentazione disponibile
  - Anche se già dagli anni '70 vige l'obbligo di deposito al Genio Civile, non si è trovata alcuna documentazione
  - Si è effettuato un progetto simulato (già descritto in una presentazione precedente)
  - Si è proceduto ad un rilievo completo dell'architettonico e della struttura
  - Si sono valutate le caratteristiche dei materiali

# Edificio esistente da esaminare



## Carpenteria del piano tipo

# Edificio esistente da esaminare



Sezione schematica dell'edificio

# Materiali

Valori ottenuti mediante prove

Calcestruzzo:

- Si ottiene dalle prove  $f_{cm} = 19 \text{ MPa}$   
(molto minore di quanto corrisponde a  $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$ )
- Fattore di confidenza:  $FC = 1.2$   
a causa della dispersione dei valori riscontrata

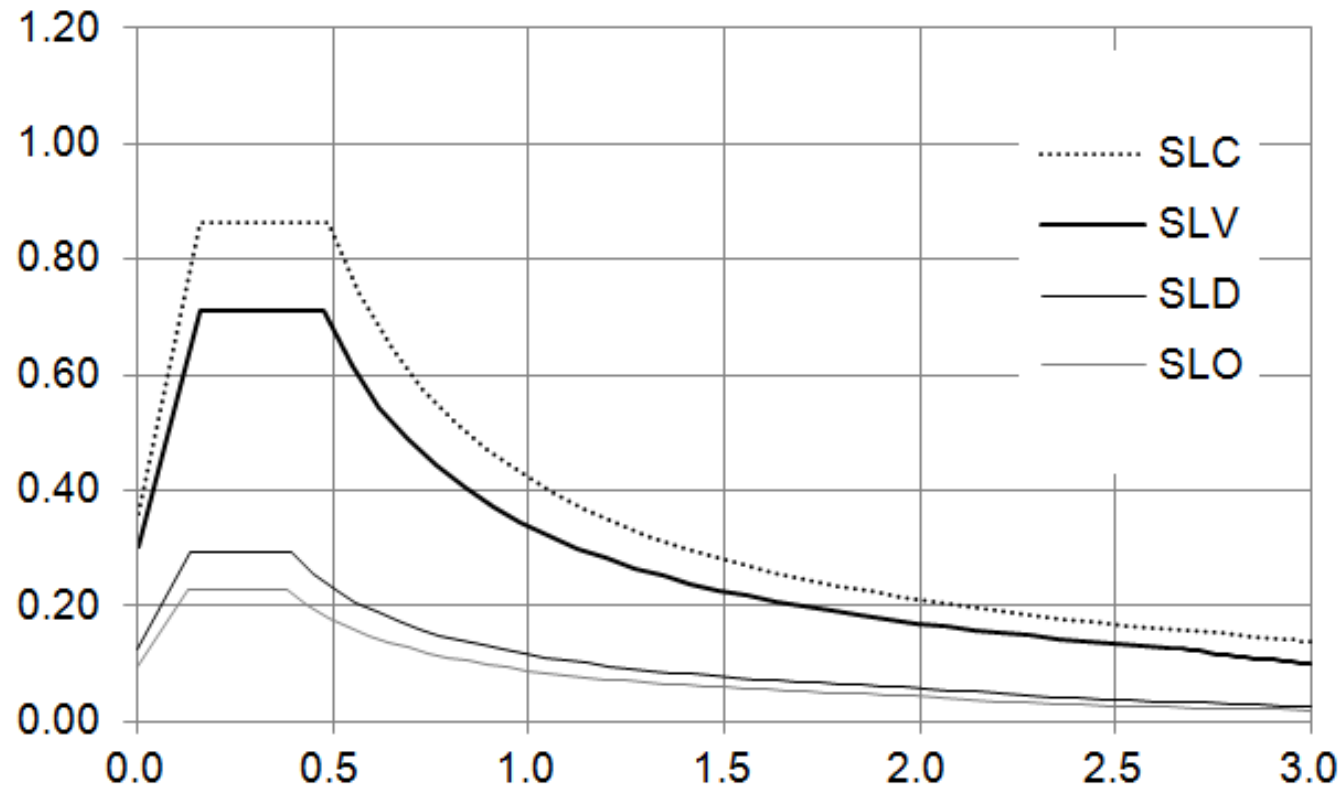
Acciaio:

- Si trovano barre ad aderenza migliorata;  
si ottiene dalle prove  $f_{ym} = 380 \text{ MPa}$   
(plausibile per un FeB38k, o leggermente inferiore)
- Fattore di confidenza:  $FC = 1.05$
- Perché non c'è rilevante dispersione dei valori



# Pericolosità sismica del sito

Sito dell'esempio - spettri elastici



$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$	$T_c^*$
30	0.079	2.400	0.270
50	0.104	2.330	0.280
475	0.261	2.360	0.350
975	0.334	2.400	0.360

Pericolosità  
sismica  
su roccia

Analisi modale

# Modello della struttura

- Modello:
  - tridimensionale (telaio spaziale)  
composto da telai a maglie rettangolari (solo il primo telaio in direzione x ha la trave della scala a quota intermedia)
- Rigidezza aste:
  - rigidezza nominale delle sezioni, senza offset né riduzione rigidezza per fessurazione
  - ulteriore schema senza offset ma con riduzione travi 0.5 e irrigidimento pilastri 1.1 (questa variazione è calibrata per SLD)
- Tamponature:
  - non inserite nel modello

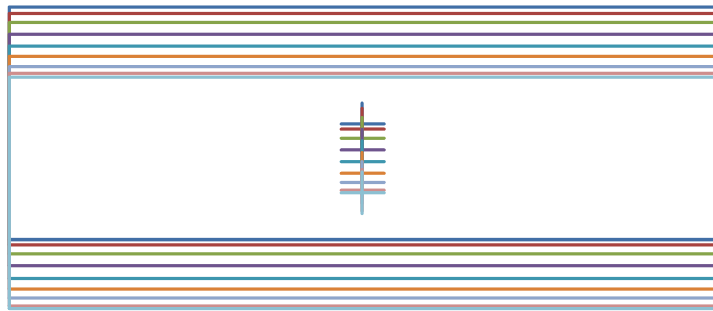
# Tipo di analisi lineare

- Analisi per carichi verticali (in assenza e in presenza di sisma)
- Analisi modale con spettro di risposta, per SLD e SLV
  - Con centro di massa nella posizione nominale
  - Con centro di massa spostato per eccentricità orizzontale (dopo valutazioni più rigorose si è assunto  $e=0.03 L$ )
  - Involuppo dell'azione sismica, considerando anche il 30% dell'azione sismica nell'altra direzione

# Analisi modale

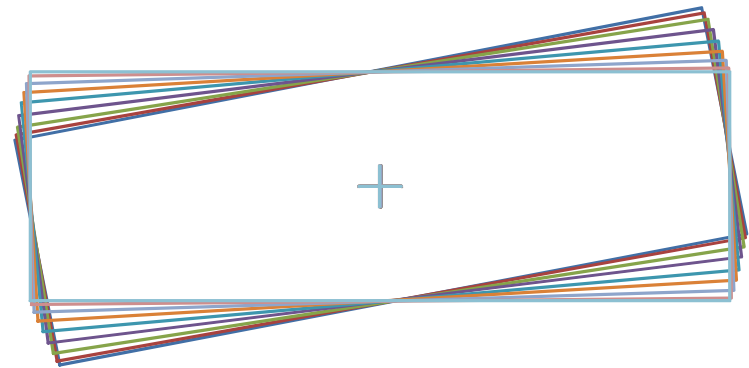
## schema base

- È stata effettuata una analisi modale con spettro di risposta

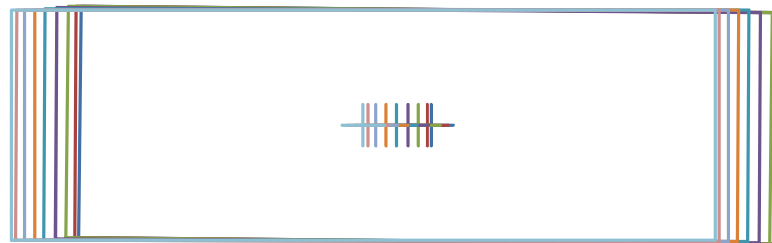


modo 1 –  $T=2.02$  s  
traslazione y

$M^* = 71.0\%$   
per sisma y



modo 2 –  $T=1.43$  s  
rotazione



modo 3 –  $T=1.24$  s  
traslazione x

$M^* = 74.2\%$   
per sisma x

# Analisi modale

## schema base

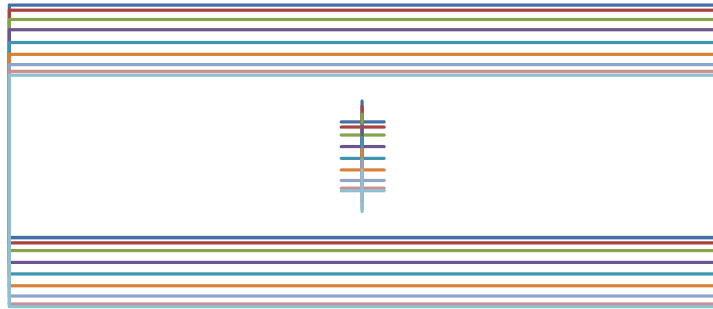
### Considerazioni:

- I modi sono sostanzialmente disaccoppiati
- Il periodo in direzione y è veramente alto, a causa della bassa rigidezza in quella direzione
- Il periodo in direzione x è abbastanza alto, perché i pilastri dei piani superiori sono piccoli
- Il modo rotazionale è in seconda posizione; questo implica che la struttura è torsionalmente deformabile per sisma x

# Analisi modale

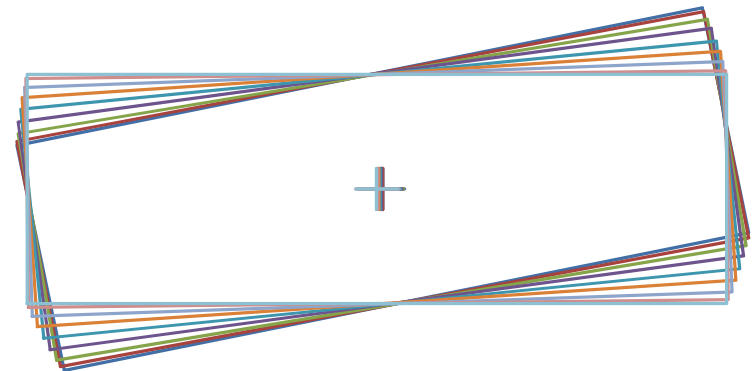
## schema con rigidezza ridotta

- È stata ripetuta l'analisi modale con spettro di risposta



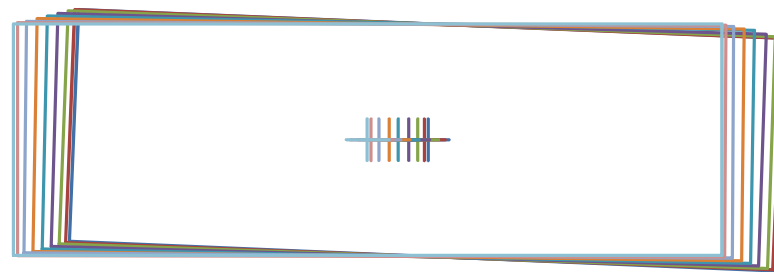
modo 1 –  $T=2.36$  s  
traslazione y

$M^* = 71.7\%$   
per sisma y



modo 2 –  $T=1.66$  s  
rotazione

$M^* = 1.7\%$   
per sisma x



modo 3 –  $T=1.46$  s  
traslazione x

$M^* = 73.2\%$   
per sisma x

# Analisi modale

## schema con rigidezza ridotta

Considerazioni:

- Compare un leggero accoppiamento tra  $x$  e rotazione
- I periodi sono leggermente aumentati (circa 15%)
- Rimane la deformabilità torsionale per sisma  $x$



Esame risultati  
Per SLD

# Stato limite di danno SLD

- Si è effettuata una analisi modale con spettro di risposta elastico (con dati spettro per SLD)
  - Più schemi di carico, per includere effetto di eccentricità accidentale e aliquota di sisma in direzione ortogonale
- Si sono presi in considerazione solo gli spostamenti relativi tra impalcati adiacenti (perché su questi si basa il giudizio SLD)
- Non si è preso in esame l'effetto dei carichi verticali perché irrilevante ai fini dello spostamento

# Controllo SLD

## direzione x

- Spostamenti relativi, includendo eccentricità e 30% sisma ortogonale
  - Modello base

telai x		spostamento relativo massimo								
n	y		1	2	3	4	5	6	7	8
1	0.15		3.766	6.899	7.669	7.468	7.741	7.671	6.369	3.808
2	6		3.638	6.460	7.253	6.995	7.574	7.455	5.988	3.490
3	9.85		3.821	6.732	7.650	7.386	8.278	8.023	6.295	3.647

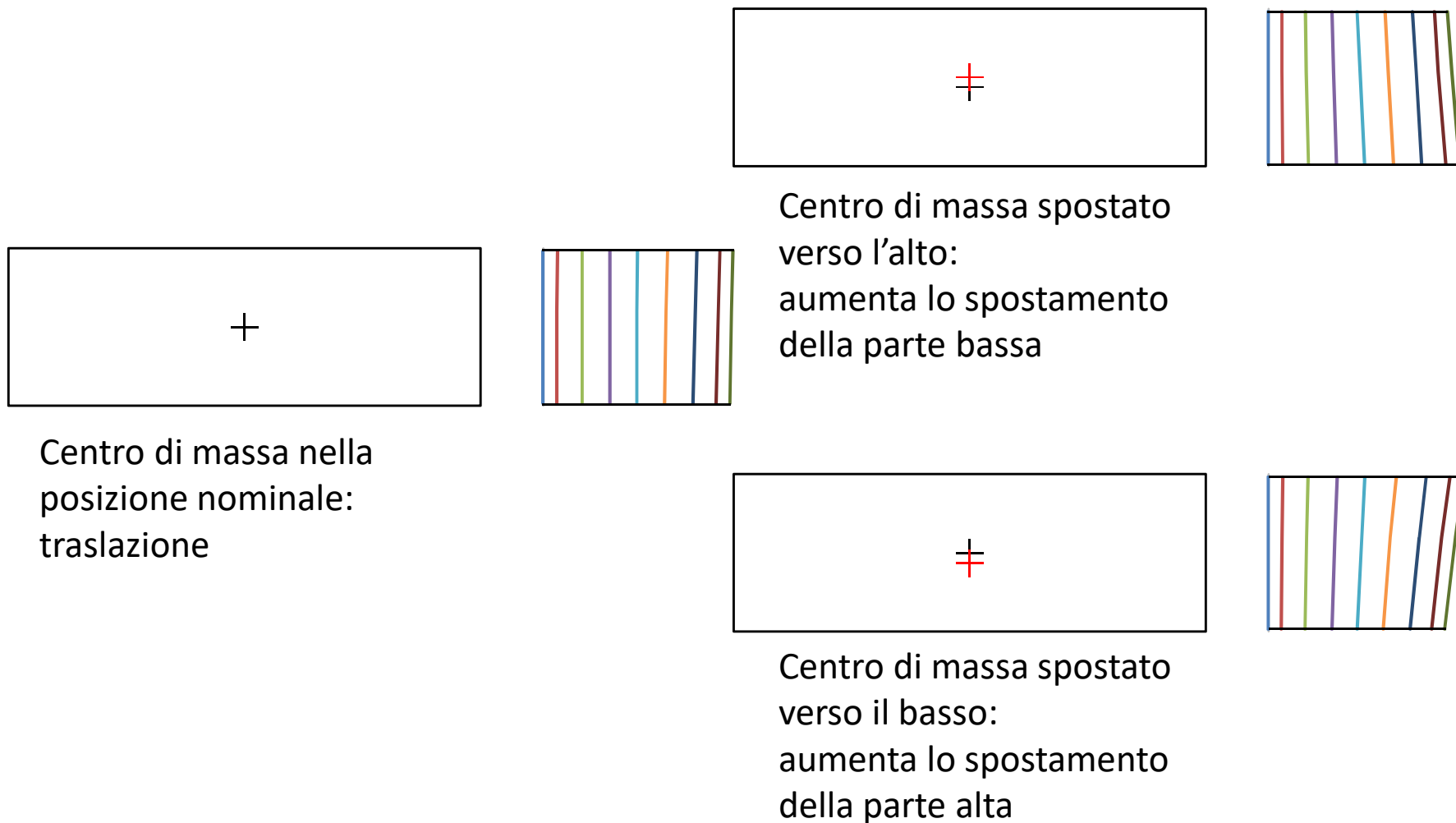
- Modello con rigidezza ridotta

telai x		spostamento relativo massimo								
n	y		1	2	3	4	5	6	7	8
1	0.15		4.010	8.083	9.303	9.038	8.873	8.222	6.520	3.862
2	6		3.981	7.858	9.054	8.728	8.807	8.126	6.298	3.652
3	9.85		4.203	8.237	9.532	9.173	9.525	8.678	6.602	3.829

# Controllo SLD

## direzione x

- Si noti l'effetto della deformabilità torsionale



# Controllo SLD

## direzione y

- Spostamenti relativi, includendo eccentricità e 30% sisma ortogonale
  - Modello base

n	y		1	2	3	4	5	6	7	8
1	0.15		5.289	11.088	13.318	14.032	15.726	15.250	11.966	8.176
2	6.75		4.821	10.188	12.246	12.939	14.409	14.089	11.088	7.604
3	13.5		4.353	9.294	11.197	11.884	13.128	12.980	10.248	7.057
4	15		4.317	9.239	11.129	11.816	13.038	12.901	10.193	7.024
5	16.5		4.353	9.294	11.197	11.884	13.128	12.980	10.248	7.057
6	23.25		4.821	10.188	12.246	12.939	14.409	14.089	11.088	7.604
7	29.85		5.289	11.088	13.318	14.032	15.726	15.250	11.966	8.176

- Modello con rigidezza ridotta

n	y		1	2	3	4	5	6	7	8
1	0.15		5.464	12.162	14.881	15.400	16.007	14.648	11.478	8.081
2	6.75		4.882	10.952	13.453	13.983	14.471	13.325	10.469	7.412
3	13.5		4.298	9.739	12.043	12.602	12.973	12.045	9.489	6.762
4	15		4.232	9.619	11.901	12.460	12.815	11.909	9.390	6.700
5	16.5		4.298	9.739	12.043	12.602	12.973	12.045	9.489	6.762
6	23.25		4.882	10.952	13.453	13.983	14.471	13.325	10.469	7.412
7	29.85		5.464	12.162	14.881	15.400	16.007	14.648	11.478	8.081

# Controllo SLD

- Lo spostamento relativo massimo è in direzione y (5° ordine) e vale 16.01 mm
- Il limite di spostamento è  $0.005 \times 3300 = 16.5$  mm
- C'è un margine pari a  $16.5/16.01=1.031$   
L'edificio rispetta i limiti per SLE
- Potrebbe portare un sisma leggermente maggiore (di 1.031) e quindi  $a_{g,SLE} = 0.104 \times 1.031 = 0.107$  g  
corrispondente a un periodo di ritorno leggermente superiore a 50 anni

Esame risultati

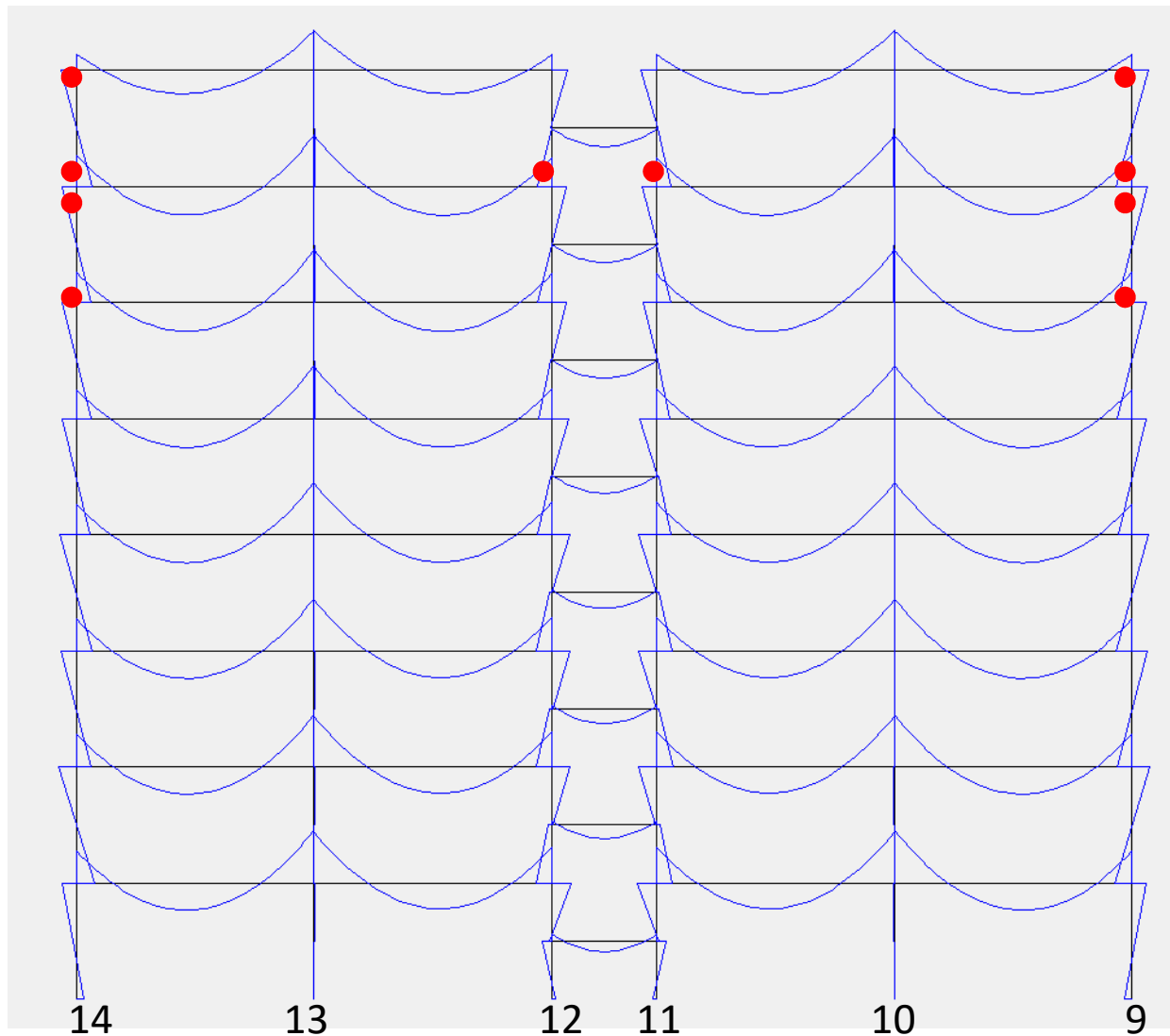
Carichi verticali in assenza di sisma

# Carichi verticali

## SLU in assenza di sisma

- Telaio 1 x (in basso in pianta)

●  
sezioni non  
verificate



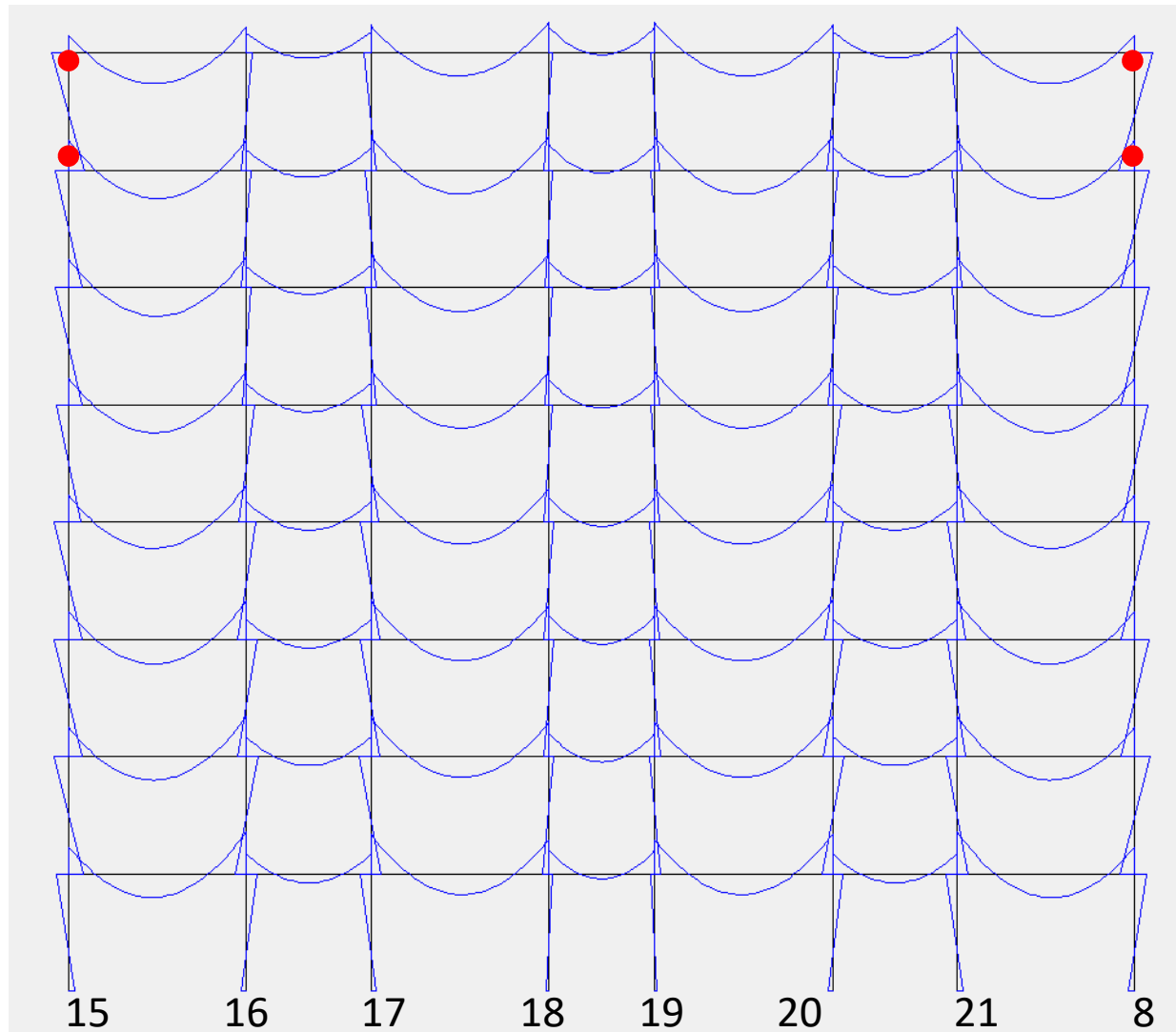


# Carichi verticali

## SLU in assenza di sisma

- Telaio 2 x (di spina)

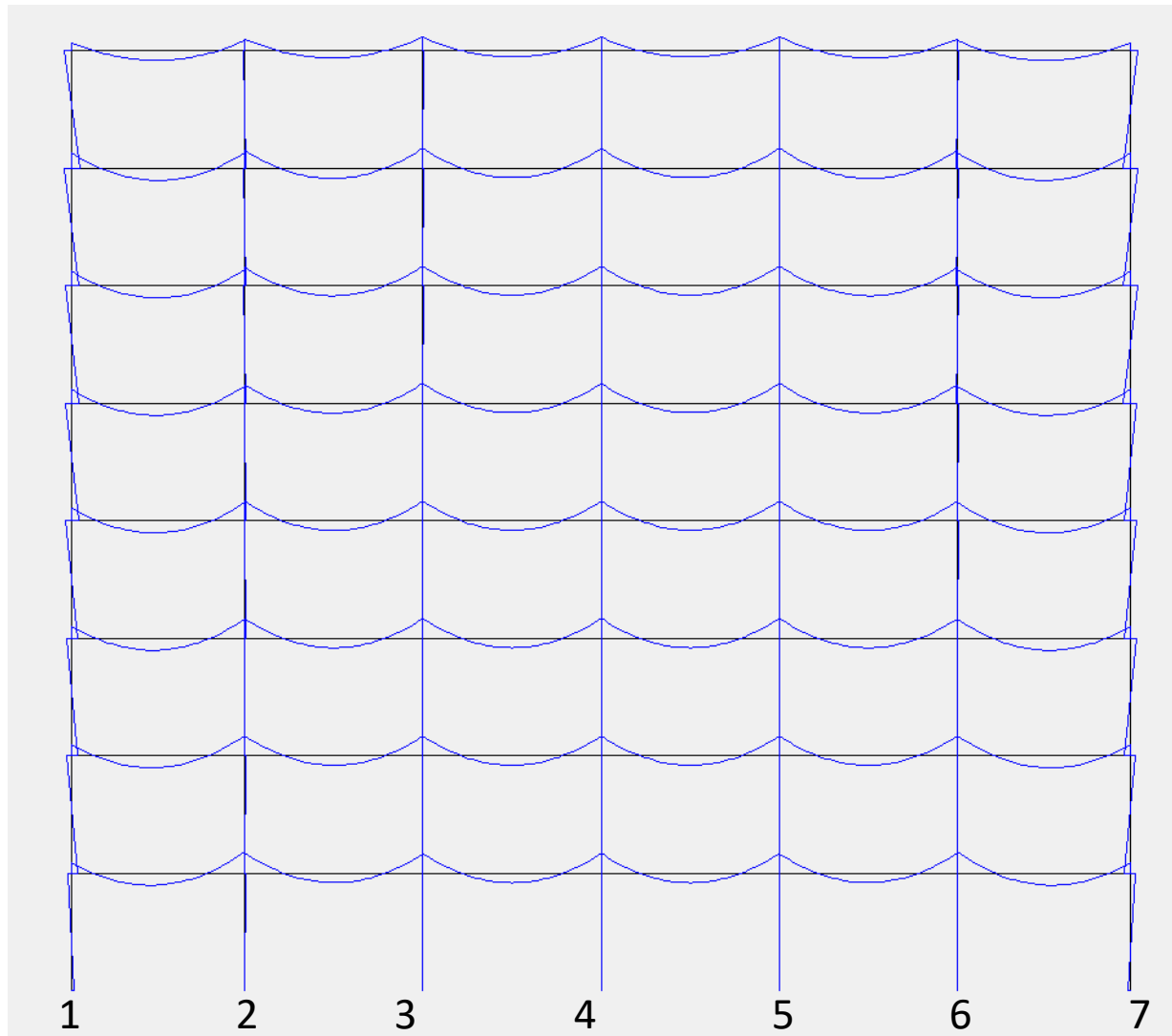
•  
sezioni non  
verificate



# Carichi verticali

## SLU in assenza di sisma

- Telaio 3 x (in alto in pianta)



# Considerazioni

SLU in assenza di sisma

- Alcune sezioni di pilastri non rispettano la verifica
- È normale che ciò avvenga, perché i carichi verticali inducono un momento flettente non considerato nel progettarli
- Una situazione del genere è fisiologica, cioè è normale che avvenga e non desta alcun pericolo
- Occorre solo vedere in che modo giustificarla

# Esame risultati e verifiche

## Per SLV

# Procedimento da seguire

## Analisi lineare

Valutazione delle caratteristiche di sollecitazione e degli spostamenti con analisi lineare (modale con spettro di risposta o eventualmente statica)

- I risultati variano linearmente con  $a_g$ , quindi si può determinare il valore di  $a_g$  che porta ad un qualsiasi valore di sollecitazioni

### Analisi modale per:

- Controllo resistenza per rotture fragili
- Controllo resistenza per plasticizzazioni a flessione

### In seguito anche:

- Controllo deformazioni per giudizio su duttilità

# Procedimento da seguire

## Analisi lineare

Per ciascuna sezione si ha:

- Momento flettente
  - Valore per carichi verticali (in condizione sismica)
  - Valore per analisi modale con sisma in una direzione (meglio: sisma prevalente in una direzione, cioè includendo eccentricità accidentale e aliquota di sisma nella direzione ortogonale)  
Questo valore è proporzionale ad  $a_g$
  - Valore resistente
- Si può calcolare il moltiplicatore del sisma che porta al raggiungimento del momento resistente
  - Per sisma positivo
  - Per sisma negativo

# Procedimento da seguire

## Analisi lineare

Per ciascuna sezione si ha:

- Taglio
  - Valore per carichi verticali (in condizione sismica)
  - Valore per analisi modale con sisma in una direzione (meglio: sisma prevalente in una direzione, cioè includendo eccentricità accidentale e aliquota di sisma nella direzione ortogonale)  
Questo valore è proporzionale ad  $a_g$
  - Valore resistente
- Si può calcolare il moltiplicatore del sisma che porta al raggiungimento del taglio resistente
  - Per sisma positivo
  - Per sisma negativo

Esame risultati e verifiche  
Per SLV – sisma x

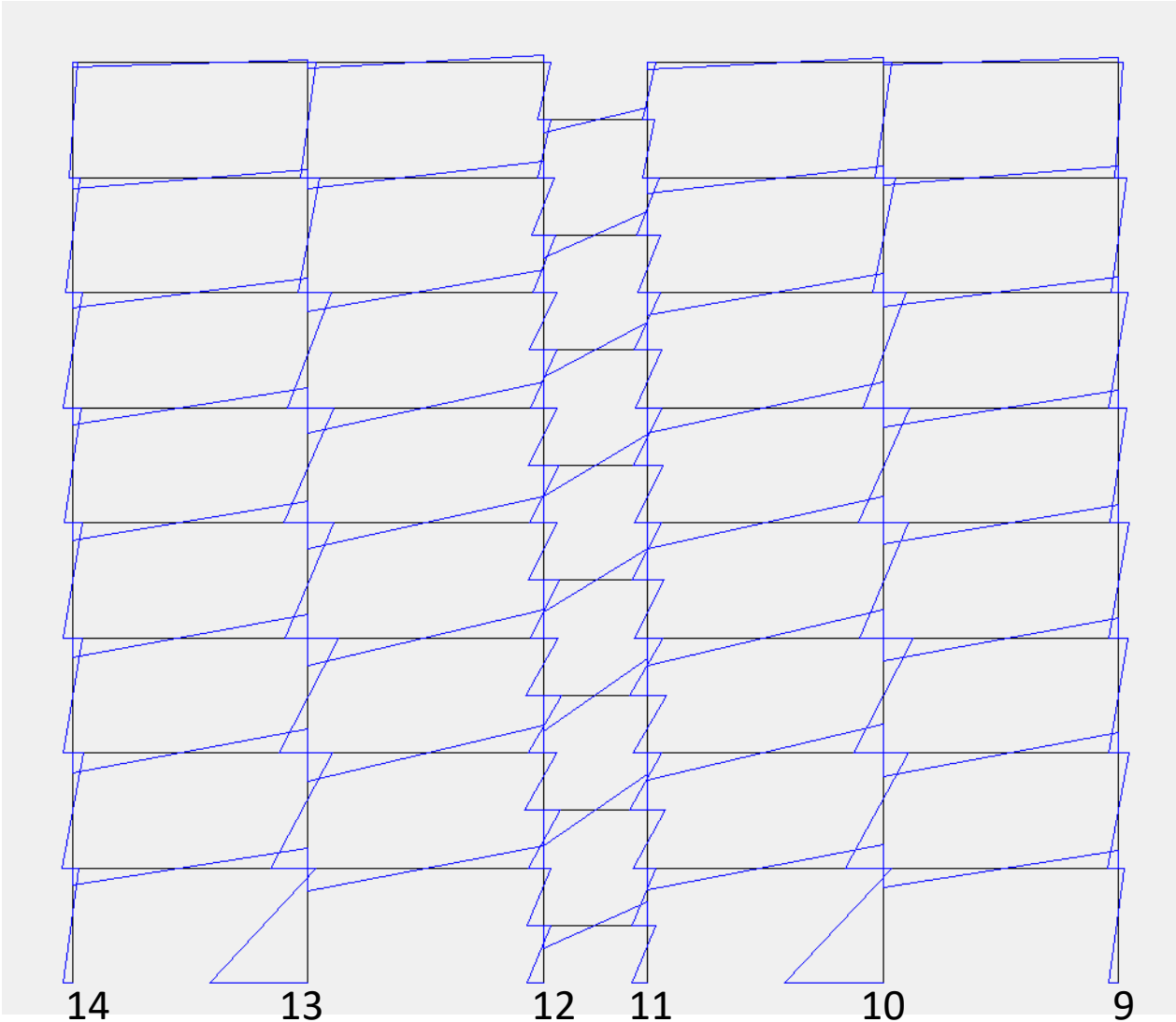


# Stato limite di danno SLD

- Si è effettuata una analisi modale con spettro di risposta (con dati spettro per SLD)
  - Per semplicità si mostra l'effetto della sola analisi modale base; si deve comunque considerare l'involuppo di più schemi di carico, per includere effetto di eccentricità accidentale e aliquota di sisma in direzione ortogonale
  - I valori (per i periodi di interesse) sono proporzionali a  $q$ . Si mostrano quindi i valori per  $q=1$ , da dividere per  $q$
- Si è preso in esame separatamente l'effetto dei carichi verticali (i valori quasi permanenti, in condizione sismica)

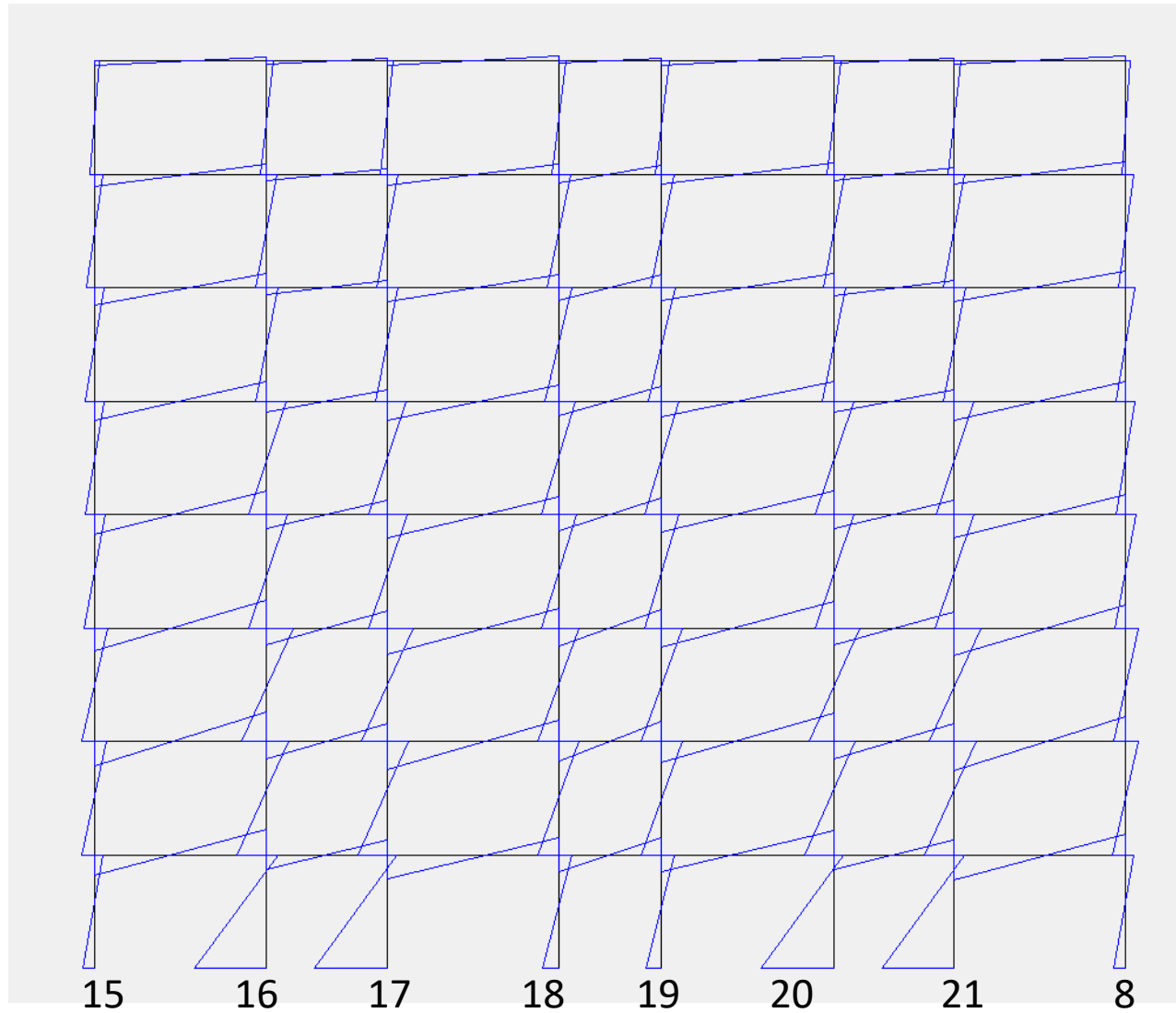
# Analisi modale

- Telaio 1 x (in basso in pianta)



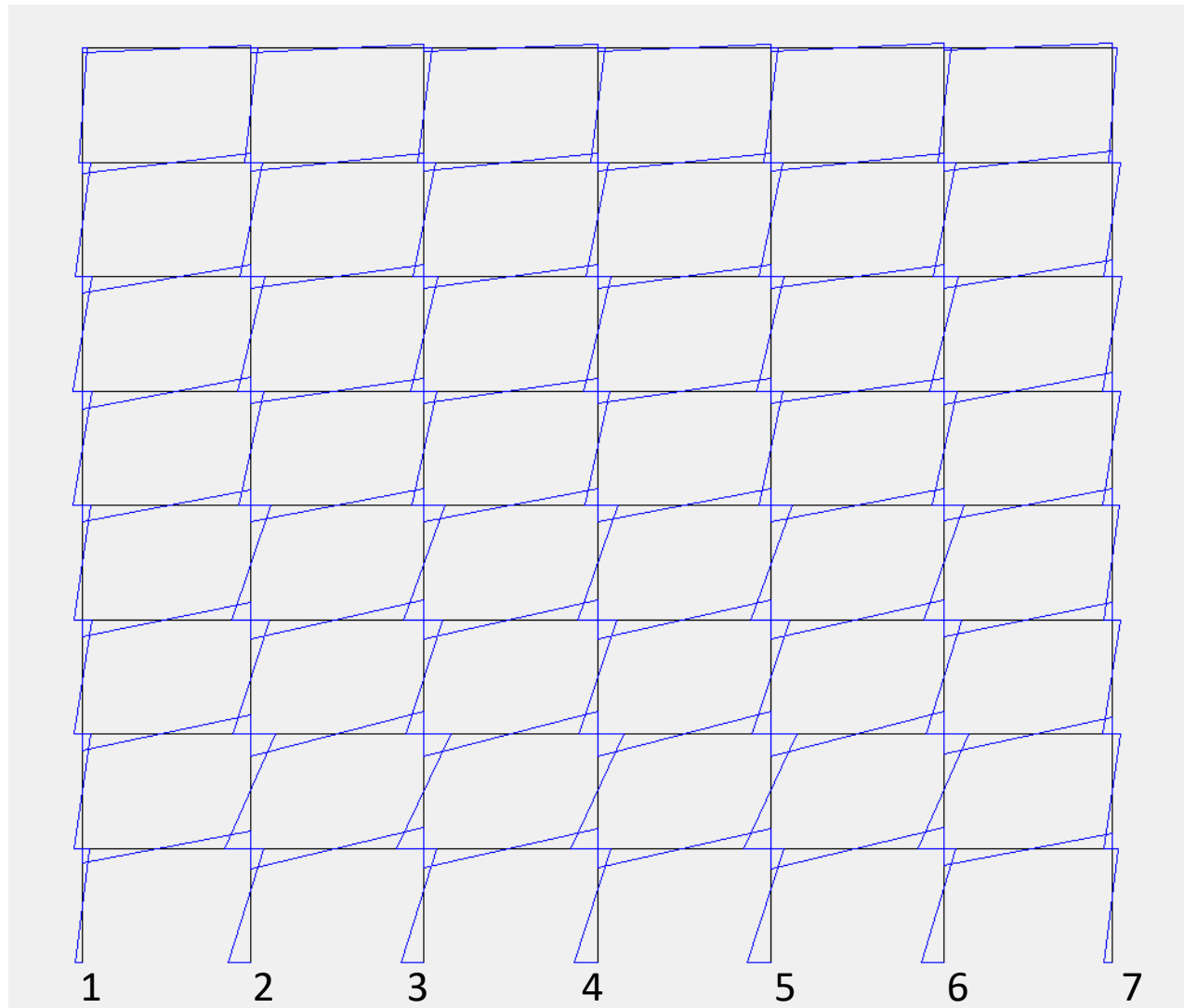
# Analisi modale

- Telaio 2 x (di spina)



# Analisi modale

- Telaio 3 x (in alto in pianta)



# Procedimento da seguire

- Si indica con  $\rho$  il rapporto tra caratteristica di sollecitazione agente e resistente

$$\rho = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \qquad \rho = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$$

- Più precisamente, indicando con  $M_{Ed,q}$  l'effetto dei carichi verticali e  $M_{Ed,s}$  l'effetto del sisma per  $q=1$  si ha

$$\frac{1}{\rho} \frac{M_{Ed,s}}{q} + M_{Ed,q} = M_{Rd}$$

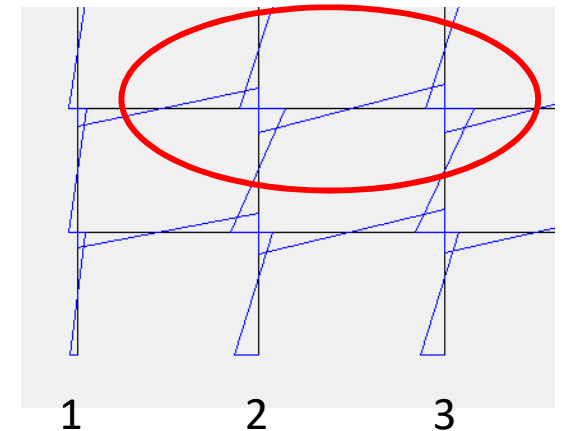
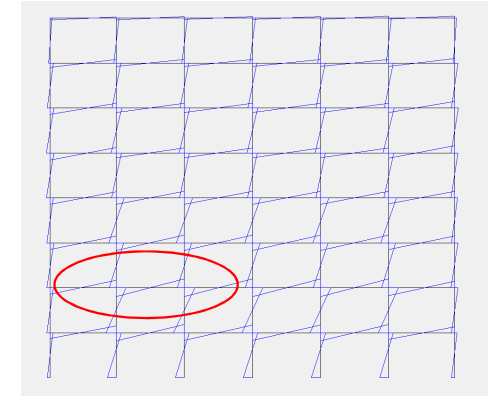
- Si calcola quindi  $\frac{1}{\rho} = \frac{M_{Rd} - M_{Ed,q}}{M_{Ed,s}} q$

- $1/\rho$  è il moltiplicatore dell'azione sismica che porta al limite di resistenza della sezione

# Procedimento da seguire esempio

- Trave 2-3, 2° impalcato
    - Estremo destro – sisma positivo
  - Carichi verticali
    - $M_{Ed,q} = -41.90 \text{ kNm}$        $V_{ed,q} = -50.40 \text{ kN}$
  - Sisma (con  $q=1$ )
    - $M_{Ed,s} = -376.64 \text{ kNm}$        $V_{ed,s} = -151.80 \text{ kN}$
  - Valori resistenti
    - $M_{Rd} = -102.50 \text{ kNm}$        $V_{Rd} = -96.10 \text{ kN}$
- calcolati con

$$f_{cd} = \frac{19}{1.2 \times 1.5} = 10.5 \text{ MPa} \quad f_{yd} = \frac{380}{1.05 \times 1.15} = 314.7 \text{ MPa}$$

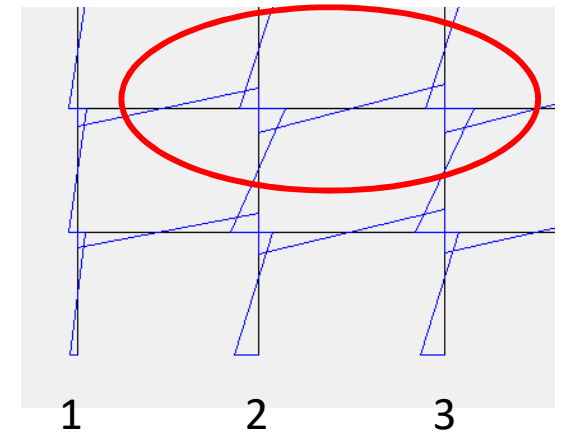
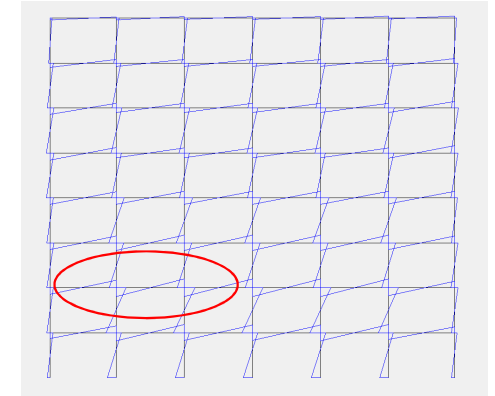


# Procedimento da seguire esempio

- Trave 2-3, 2° impalcato
  - Estremo destro – sisma positivo
- Carichi verticali
  - $M_{Ed,q} = -41.90 \text{ kNm}$        $V_{Ed,q} = -50.40 \text{ kN}$
- Sisma (con  $q=1$ )
  - $M_{Ed,s} = -376.64 \text{ kNm}$        $V_{Ed,s} = -151.80 \text{ kN}$
- Valori resistenti
  - $M_{Rd} = -102.50 \text{ kNm}$        $V_{Rd} = -96.10 \text{ kN}$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_{Rd} - M_{Ed,q}}{M_{Ed,s}} = \frac{-102.5 + 41.9}{-376.64} q = 0.161 q$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{V_{Rd} - V_{Ed,q}}{V_{Ed,s}} = \frac{-96.1 + 50.4}{-151.8} q = 0.301 q$$



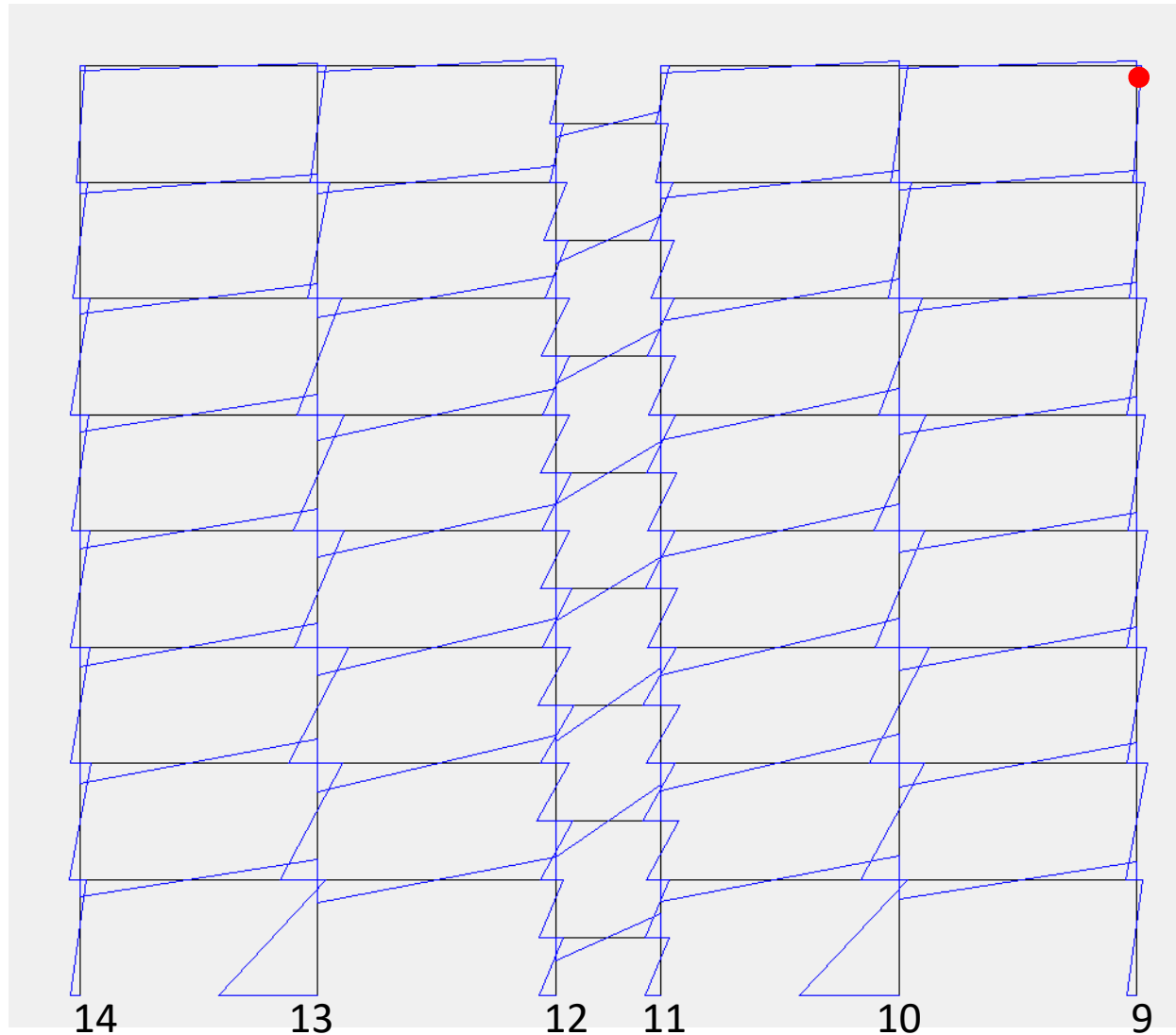
# Procedimento da seguire

- Si calcola il valore di  $\rho$  (meglio: di  $1/\rho$ ) per tutte le sezioni significative
- Il valore più piccolo di  $1/\rho$  indica la prima sezione a raggiungere il limite



# Procedimento da seguire esempio

- Telaio 1 x (in basso in pianta)



Per questa  
sezione è  
 $\frac{1}{\rho} = 0.028 q$

Niente di strano,  
è una sezione  
che sta male già  
per carichi  
verticali

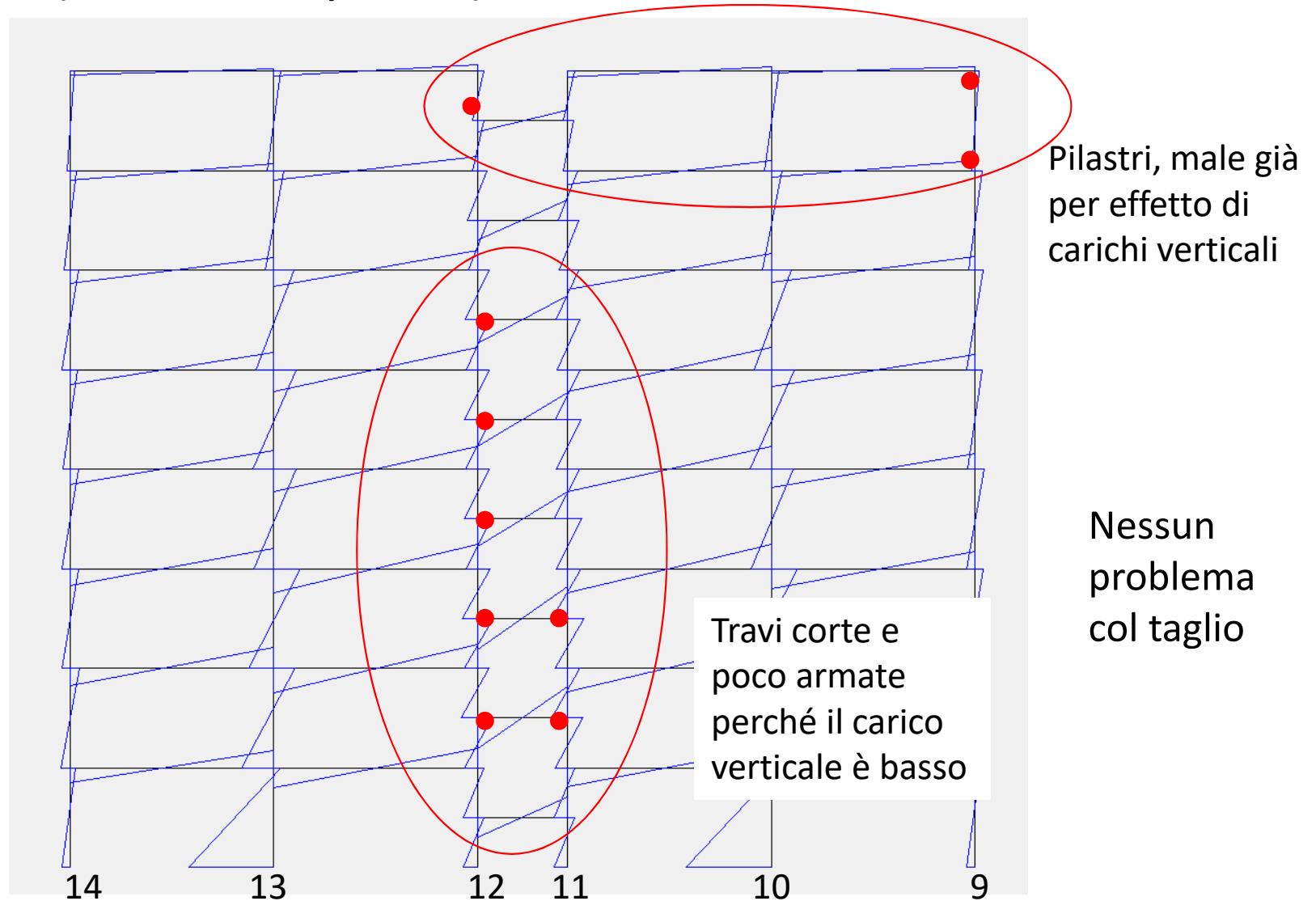
# Procedimento da seguire

- Si calcola (a meno di  $q$ ) il valore di  $\rho$  (meglio: di  $1/\rho$ ) per tutte le sezioni significative
- Il valore più piccolo di  $1/\rho$  indica la prima sezione a raggiungere il limite
  - Si devono scartare le sezioni non rilevanti
- È importante esaminare la distribuzione dei valori  $1/\rho$  ed esprimere sulla base di questi il giudizio sulla struttura

# Procedimento da seguire

valori di  $1/p$  inferiori a  $0.1 q$

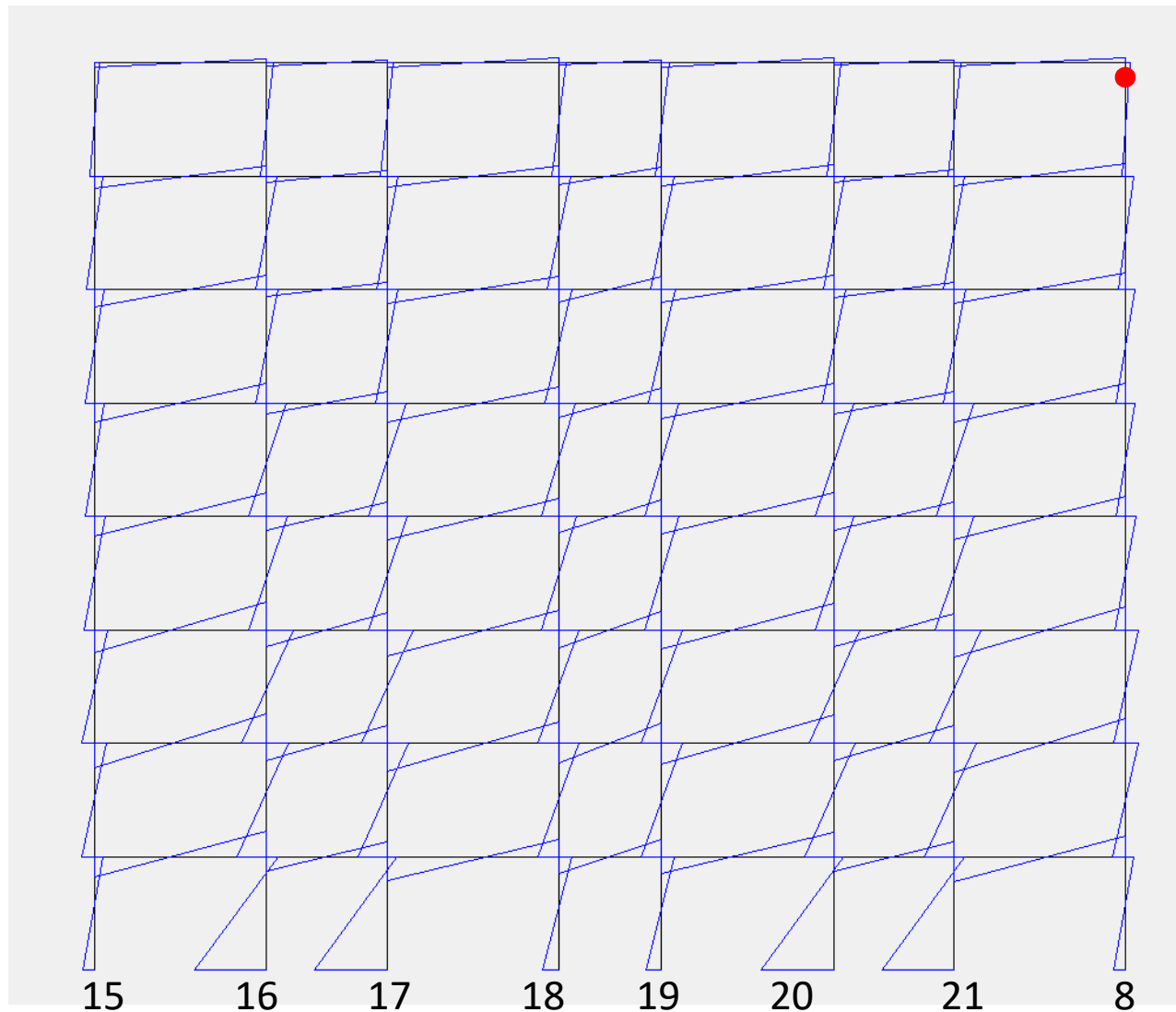
- Telaio 1 x (in basso in pianta)



# Procedimento da seguire

valori di  $1/p$  inferiori a  $0.1 q$

- Telaio 2 x (di spina)

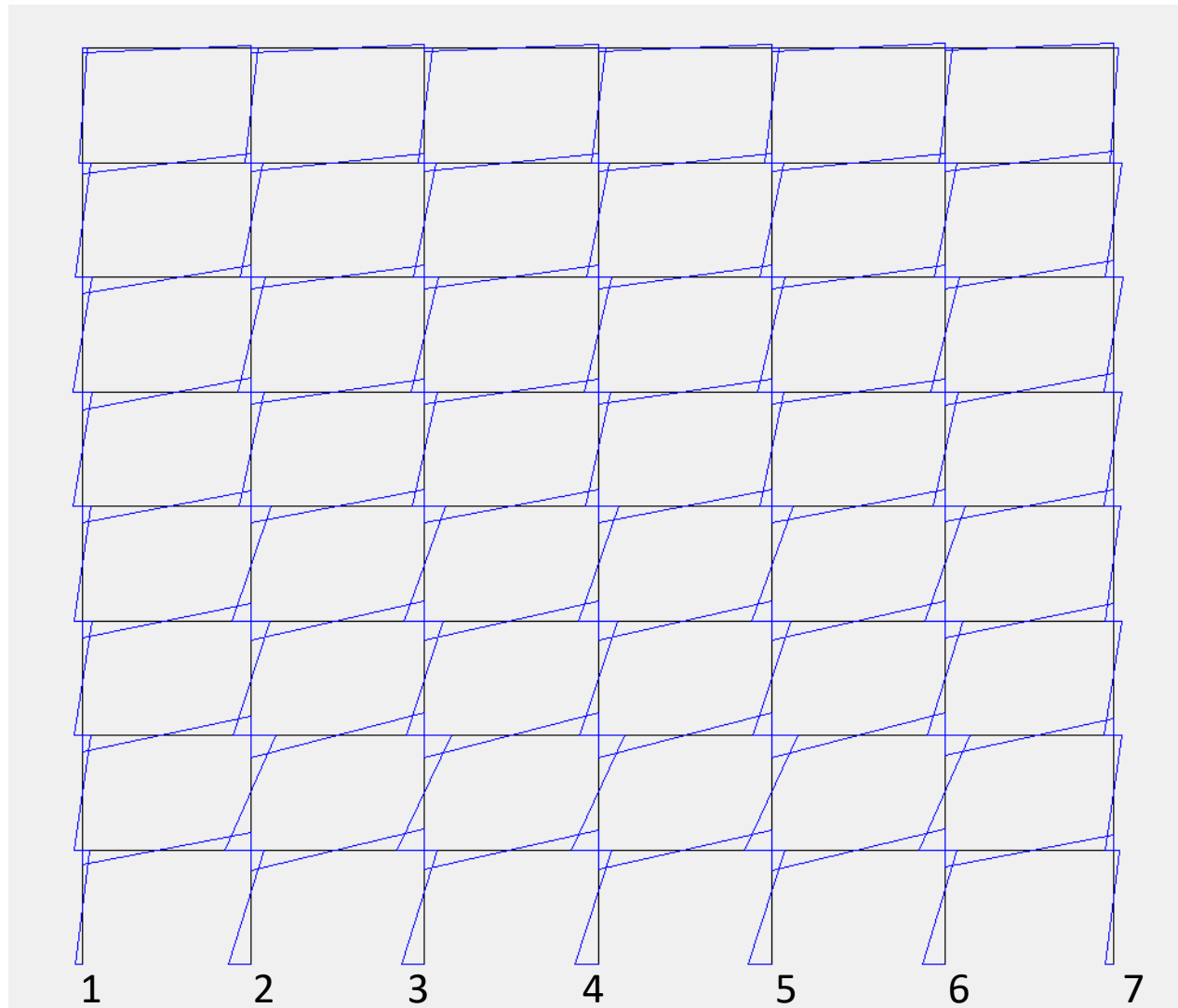


Solo un pilastro,  
male già per  
effetto di carichi  
verticali

# Procedimento da seguire

valori di  $1/p$  inferiori a  $0.1 q$

- Telaio 3 x (in alto in pianta)

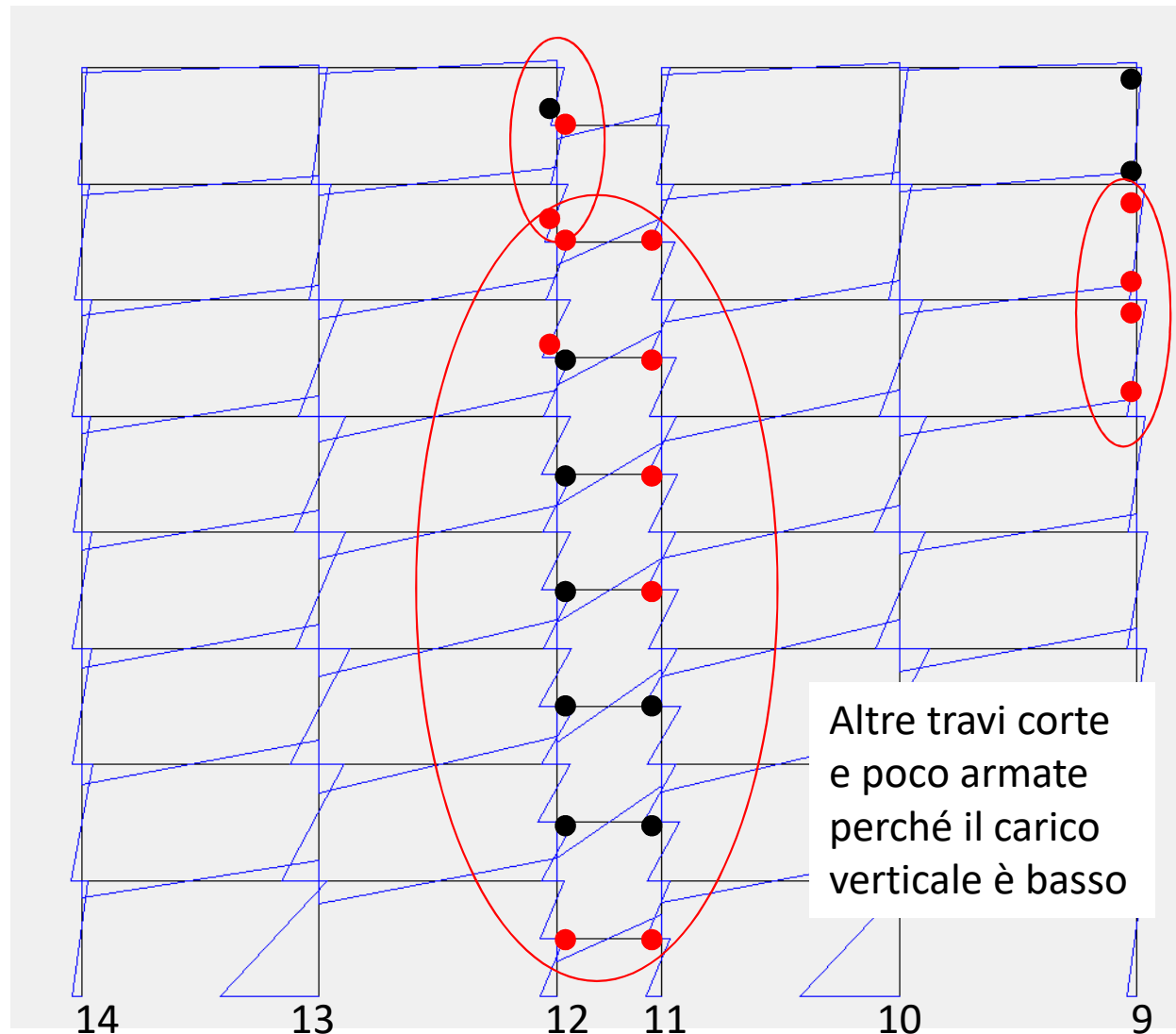


Nessuna sezione

# Procedimento da seguire

valori di  $1/p$  inferiori a  $0.2 q$

- Telaio 1 x (in basso in pianta)



Ulteriori pilastri,  
con N basso o  
corti

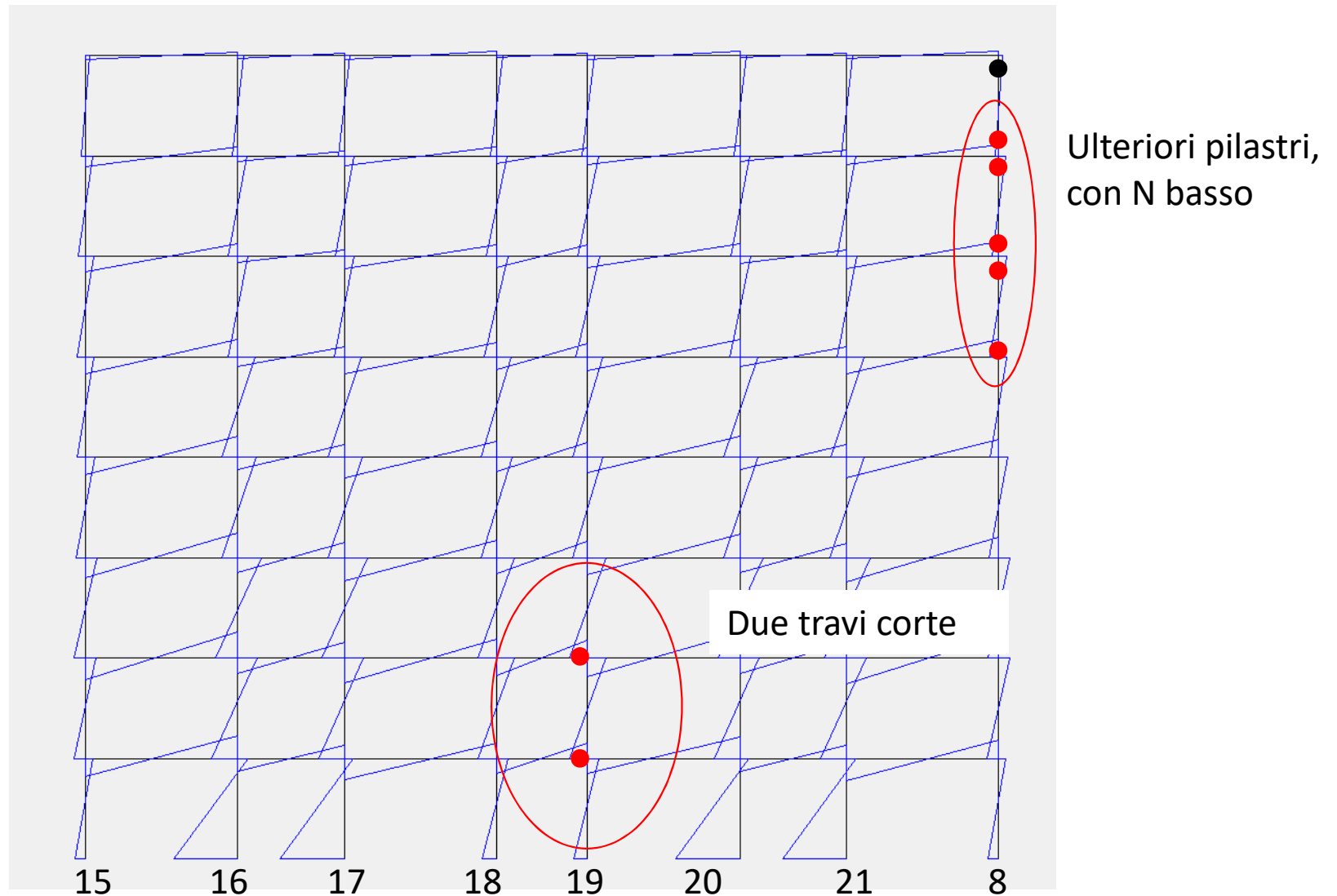
Ancora  
nessun  
problema  
col taglio

Altre travi corte  
e poco armate  
perché il carico  
verticale è basso

# Procedimento da seguire

valori di  $1/\rho$  inferiori a  $0.2 q$

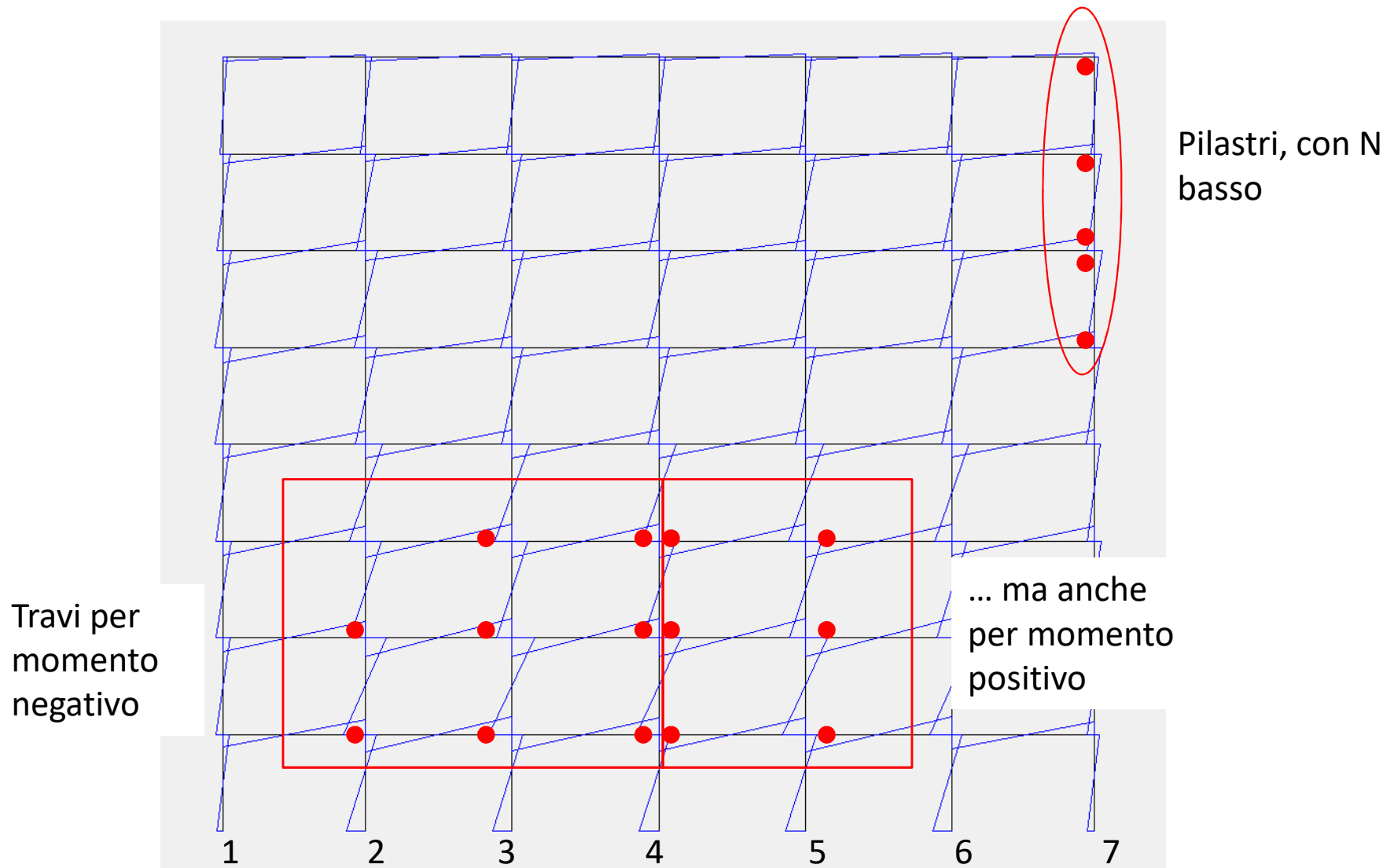
- Telaio 2 x (di spina)



# Procedimento da seguire

valori di  $1/\rho$  inferiori a  $0.2 q$

- Telaio 3 x (in alto in pianta)





# Quale conclusione?

Per la direzione x

- Controllare innanzitutto il raggiungimento dei limiti di resistenza a taglio (soprattutto per i pilastri)
- In questo caso staffe nei pilastri sono adeguate ( $\varnothing 8/20$ ) ed il limite viene raggiunto per valori di  $1/\rho$  pari a circa  $0.24 q$
- Per il raggiungimento del limite a taglio considerare un fattore di comportamento  $q=1.5$
- La capacità della struttura nei confronti del taglio potrebbe essere  $0.24 \times q = 0.36$  dell'azione sismica prevista

# Quale conclusione?

Per la direzione x

- Parecchie travi raggiungono presto i liti di resistenza; prima quelle corte ma presto anche quelle più lunghe
  - Se le armature disposte garantiscono duttilità, le travi non rappresentano un limite da considerare
  - È bene che siano prima le travi a raggiungere il limite prima dei pilastri
- I pilastri che stanno male sono tutti pilastri ai piani superiori, nei quali il problema principale è il momento flettente da carichi verticali, accoppiato ad uno sforzo normale basso
  - Queste sezioni potrebbero essere trascurate
  - Per valori di  $1/\rho$  pari a circa 0.21  $q$  cominciano ad arrivare al limite altri pilastri; questo può essere considerato il primo limite per i pilastri

# Quale conclusione?

Per la direzione x

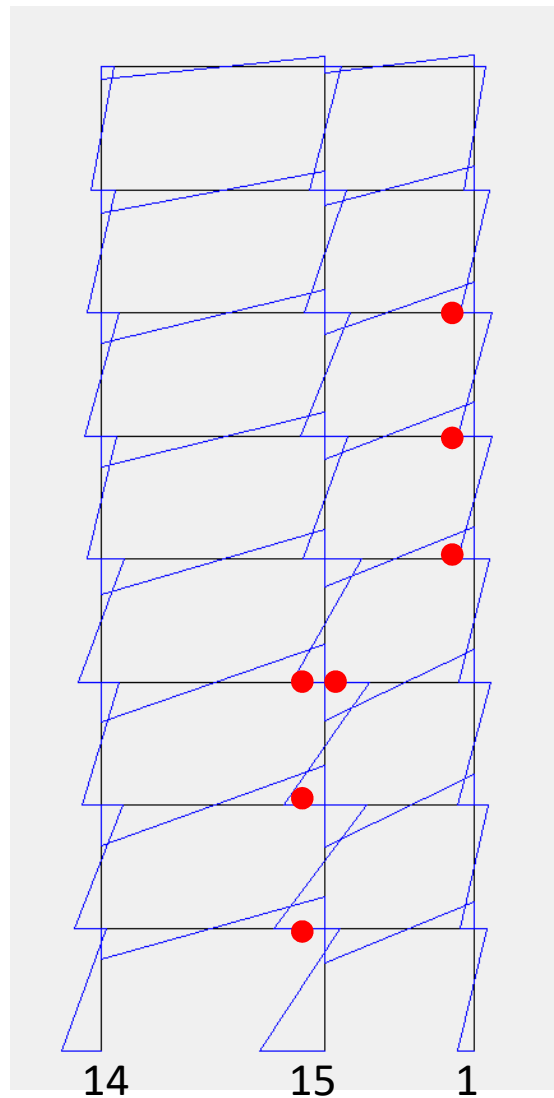
- Controllare che le travi non abbiano problema di duttilità
  - armature a rischio sfilamento per carenza di ancoraggio
  - armatura compressa fortemente carente
- Se le travi sono duttili, non le considero
- Escludere i pilastri che stanno male per M da carichi verticali e N basso (ultimi piani)
- I primi pilastri che considero critici raggiungono il limite per  $1/\rho$  pari a circa  $0.21 q$
- Poiché sono molte le travi che raggiungono il limite prima dei pilastri posso considerare  $q=3$
- La capacità della struttura nei confronti della flessione potrebbe essere  $0.21 \times q = 0.63$  dell'azione sismica prevista

Esame risultati e verifiche  
Per SLV – sisma y

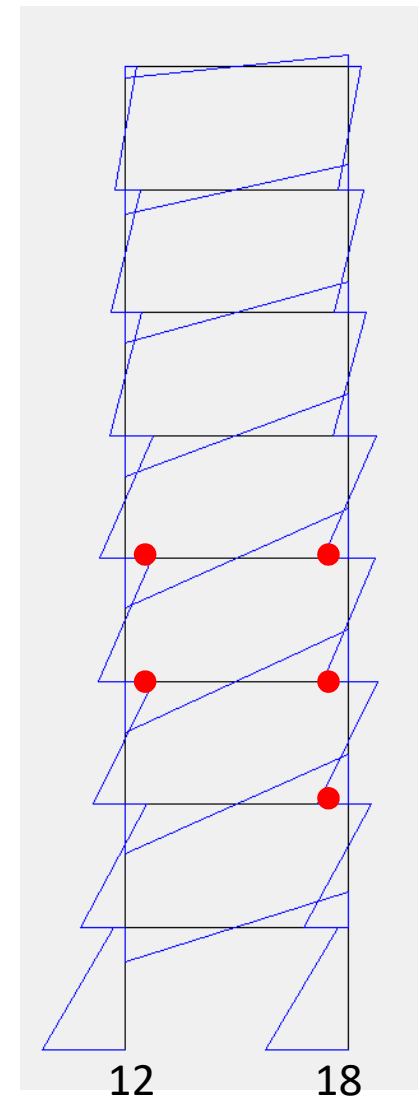
# Procedimento da seguire

valori di  $1/\rho$  inferiori a  $0.1 q$

Telaio perimetrale



Telaio scala

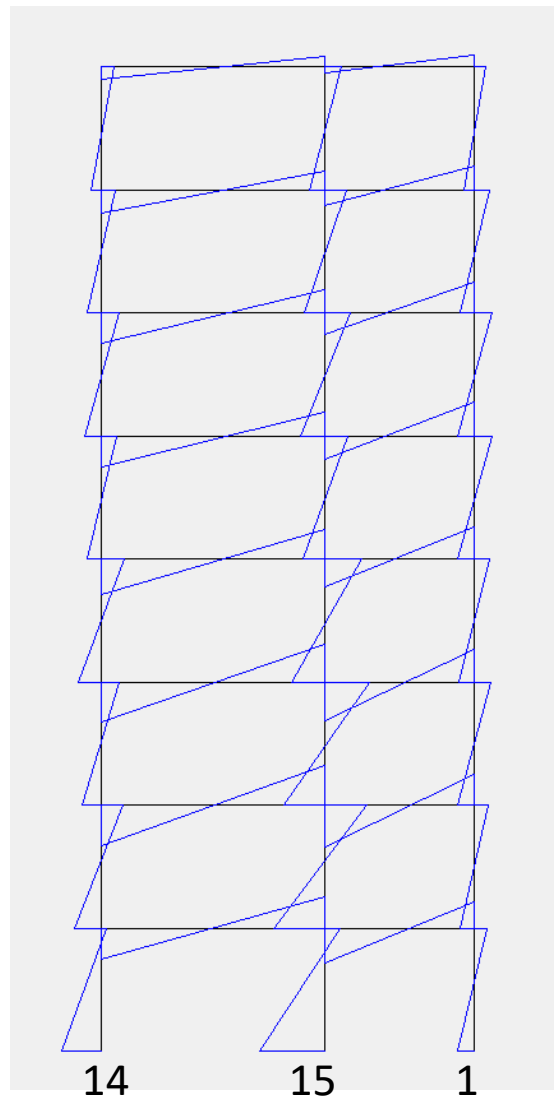


Numerose travi raggiungono presto il limite, perché poco armate

# Procedimento da seguire

valori di  $1/\rho$  inferiori a  $0.2 q$

## Telaio perimetrale

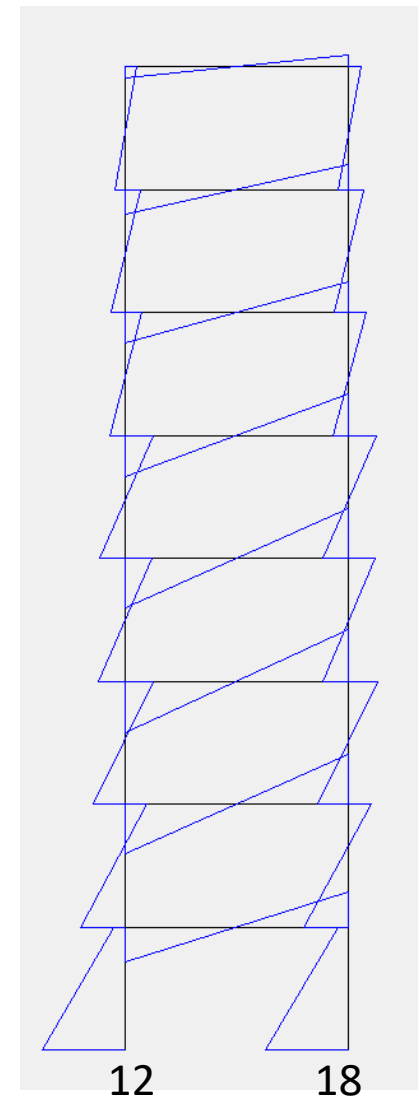


Numerose travi  
ma anche  
parecchi pilastri  
raggiungono il  
limite a flessione

I primi pilastri lo  
raggiungono per  
 $1/\rho = 0.13 q$

Il limite a taglio  
non è raggiunto  
prima di  
 $1/\rho = 0.38 q$

## Telaio scala



# Quale conclusione?

Per la direzione y

- Il limite a taglio è raggiunto per  $1/\rho = 0.38 q$
- Per il raggiungimento del limite a taglio considero un fattore di comportamento  $q=1.5$
- La capacità della struttura nei confronti del taglio potrebbe essere  $0.38 \times q = 0.51$  dell'azione sismica prevista
- Il limite a flessione nei pilastri è raggiunto per  $1/\rho = 0.13 q$
- Per il raggiungimento del limite a flessione considero un fattore di comportamento  $q=3$
- La capacità della struttura nei confronti della flessione potrebbe essere  $0.13 \times q = 0.39$  dell'azione sismica prevista

# Quale conclusione?

Complessivamente

- La direzione x è più resistente flessionalmente e potrebbe sopportare un'azione sismica maggiore.  
Potrebbe però essere più vulnerabile a taglio
- La direzione y è meno resistente flessionalmente ma sembra avere minori problemi a taglio
- Nel complesso, la struttura potrebbe sopportare il 36% dell'azione sismica, cioè  $a_g = 0.3 \times 0.261 = 0.094 \text{ g}$



# Limiti del calcolo fatto

- Arbitrarietà nell'esclusione di alcune sezioni di pilastri:
  - È sicuramente giusto escludere alcune sezioni, che stanno male principalmente per  $M$  da carichi verticali e basso  $N$   
... ma a quali sezioni limitarsi?
- Arbitrarietà nel non preoccuparsi troppo della flessione nelle travi:
  - È bene che siano le travi a raggiungere il limite prima dei pilastri (purché se ne controlli la duttilità)  
... ma è giusto escluderle del tutto?

# Limiti del calcolo fatto

- Peso da dare al taglio e alle altre rotture fragili:
  - Il taglio è condizionante, ma il raggiungimento dei limiti a flessione può evitare il crescere del taglio  
... la preoccupazione per il taglio può essere eccessiva?
- Arbitrarietà nella scelta del fattore di comportamento  $q$ :
  - I criteri seguiti ( $q=1.5$  per il taglio,  $q=3$  per flessione se molte travi raggiungono il limite di resistenza prima dei pilastri) sono plausibili  
... ma quanta soggettività rimane nella valutazione?

# Analisi lineare e analisi non lineare

- Il ragionamento fatto, con il calcolo dei valori  $1/\rho$  prefigurano quello che si otterrà con l'analisi non lineare
  - Differenza importante (ma superabile):  
nell'analisi non lineare si usano resistenze a flessione diverse, calcolate con i valori medi  $f_{cm}$   $f_{ym}$  senza alcuna riduzione
- È importante (ed utile per una maturazione individuale) confrontare i valori (e la distribuzione dei valori) di  $1/\rho$  dell'analisi lineare con le plasticizzazioni e rotture fragili dell'analisi non lineare

... ma nel comportamento non lineare diventa fondamentale la capacità deformativa plastica