

Corso di aggiornamento

**Progettazione strutturale  
di fondazioni e opere di sostegno**

4 - Fondazioni dirette: travi di fondazione

Spoletto

19-20 aprile 2012

Aurelio Ghersi

# Tipologie

- Travi di fondazione separate (o collegate con travi piccole, non a contatto col suolo)
- Reticoli di travi di fondazione
- Platee nervate  
Le nervature costituiscono un reticolo di travi di fondazione
- Platee senza nervature  
È possibile concentrare le armature e pensare, idealmente, ad un reticolo di travi di fondazione

# Modello

- Trave elastica su suolo alla Winkler
- Altri modelli di suolo (semispazio elastico ...) ?
- Modelli rigido-plastici ?  
Reazione del terreno uniforme, ottenuta solo con condizioni di equilibrio globale

# Fondazioni dirette

## modello per interazione fondazione-terreno

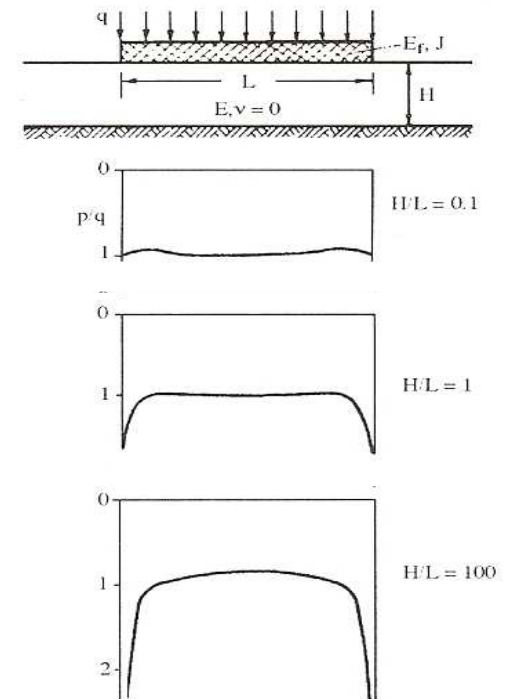
### Modello di Winkler

- Abbassamenti indipendenti da punto a punto
- Relazione lineare tra carico e abbassamenti

$$k = \frac{Q}{w}$$

### In realtà

- Influenza mutua dei punti  
All'estremità a parità di cedimento si hanno reazioni del terreno maggiori



# Fondazioni dirette

## modello per interazione fondazione-terreno

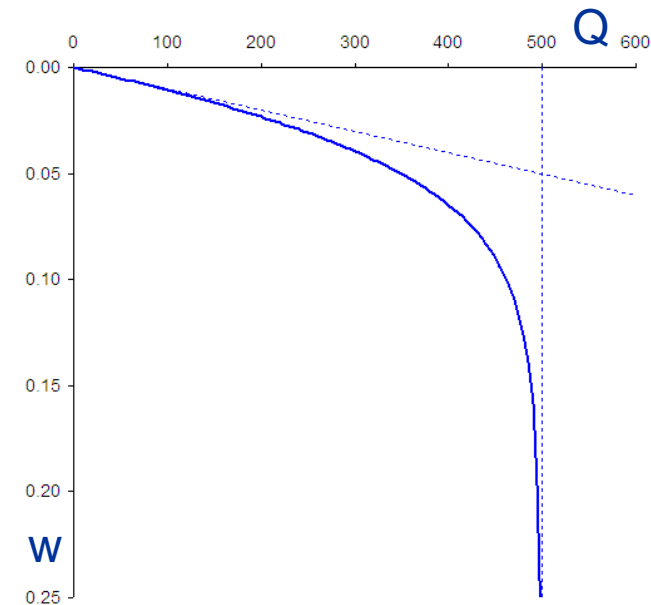
### Modello di Winkler

- Abbassamenti indipendenti da punto a punto
- Relazione lineare tra carico e abbassamenti

$$k = \frac{Q}{w}$$

### In realtà

- Influenza mutua dei punti  
All'estremità a parità di cedimento si hanno reazioni del terreno maggiori
- Relazione carichi abbassamenti non lineare  
Soprattutto in prossimità di  $Q_{lim}$



# Fondazioni dirette

## modello per interazione fondazione-terreno

### Considerazioni

- L'influenza mutua tra i punti (e il conseguente effetto di bordo) è importante nel caso di carico distribuito



Nelle fondazioni di edifici si hanno invece rilevanti azioni concentrate e quindi tale effetto è poco rilevante

# Fondazioni dirette

## modello per interazione fondazione-terreno

### Considerazioni

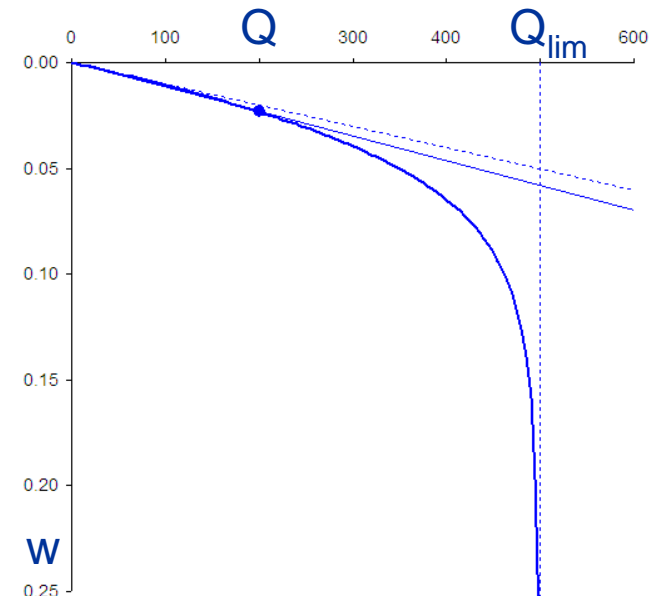
- Ai fini della verifica della fondazione (come struttura) la normativa indica di assumere i parametri del terreno senza modificarli



Il carico agente è lontano dal carico limite

$$Q \leq Q_{lim}/2.3$$

La pendenza della secante non è molto diversa da quella della tangente all'origine



# Fondazioni dirette

## modello per interazione fondazione-terreno

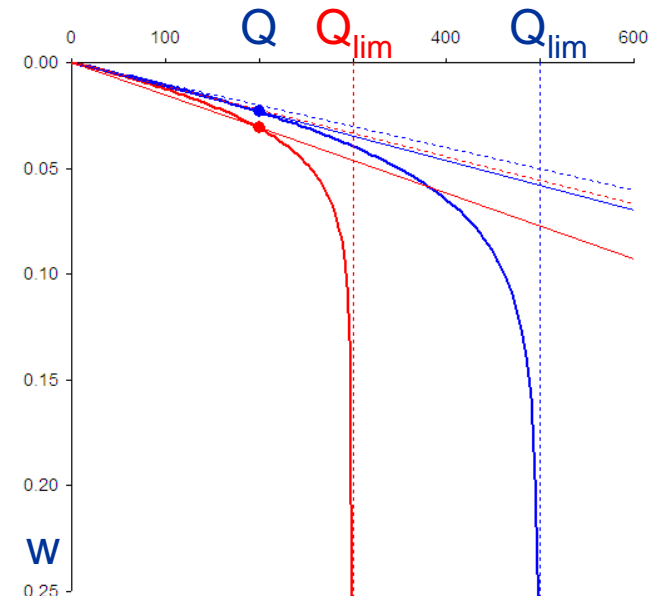
### Considerazioni

- Ma in realtà le proprietà del terreno possono differire da quelle previste e quindi la relazione carichi-spostamenti può essere diversa



È necessario considerare una (ampia) fascia entro cui fare variare  $k$

Per la struttura di fondazione è in genere più gravoso il  $k_{\min}$





# Fondazioni dirette

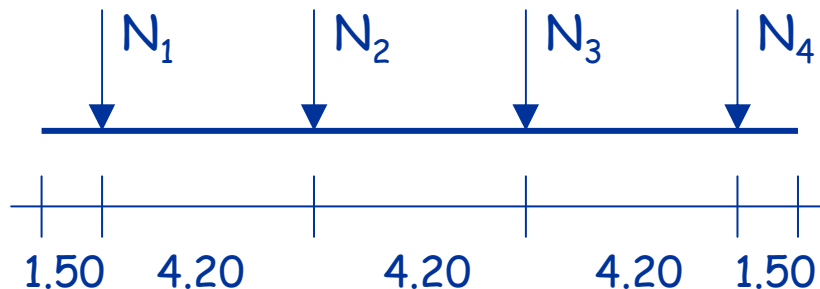
## trave elastica su suolo alla Winkler

- Il parametro che regge il problema è

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k B}{4 E I}}$$

o la lunghezza  $L^* = \pi/\lambda$

- Esempio: schema di trave



$$L = 15.60 \text{ m}$$

$$B = 1.20 \text{ m}$$

$$N_1 = 870 \text{ kN}$$

$$N_2 = 1380 \text{ kN}$$

$$N_3 = 1380 \text{ kN}$$

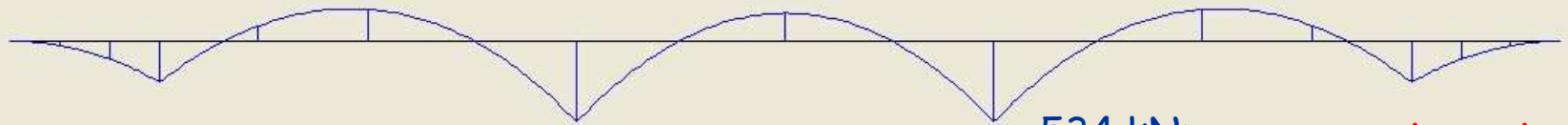
$$N_4 = 870 \text{ kN}$$

# Fondazioni dirette

## trave elastica - momenti al variare di $L^*$

$L^* = 0.5 L$  (trave deformabile, suolo rigido)

$k = 198.9 \text{ N/cm}^3$

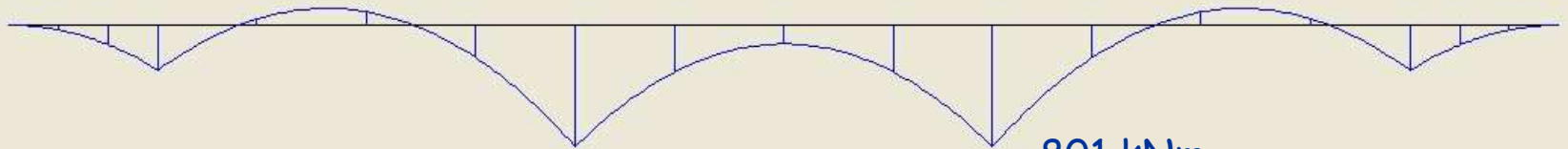


534 kNm

suoli reali ?

$L^* = L$

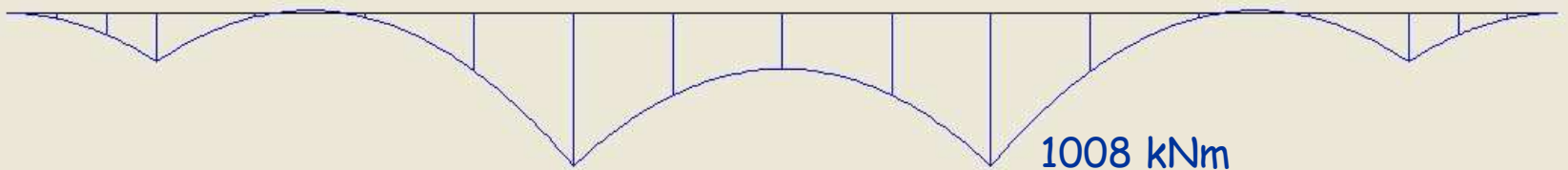
$k = 12.4 \text{ N/cm}^3$



801 kNm

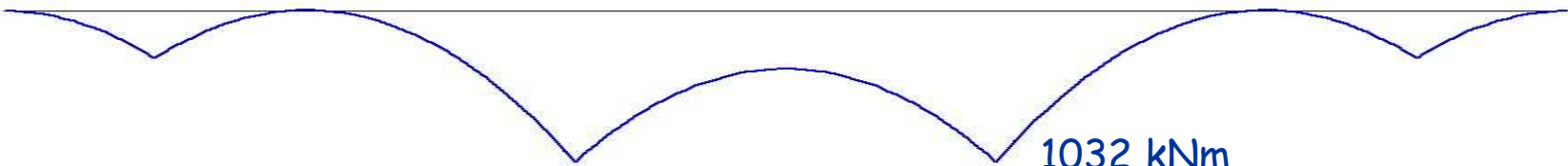
$L^* = 2 L$  (trave rigida, suolo deformabile)

$k = 0.77 \text{ N/cm}^3$



1008 kNm

$L^* = \infty$  (trave infinitamente rigida)



1032 kNm

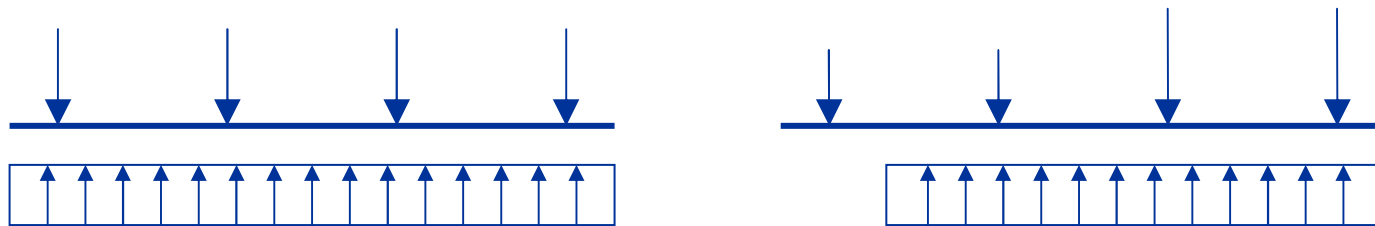
# Fondazioni dirette

## trave di fondazione - considerazioni

- La trave deve essere rigida per limitare i cedimenti differenziali
- Se si considera la variabilità del terreno, ci si può avvicinare a  $Q_{lim}$  → terreno molto deformabile



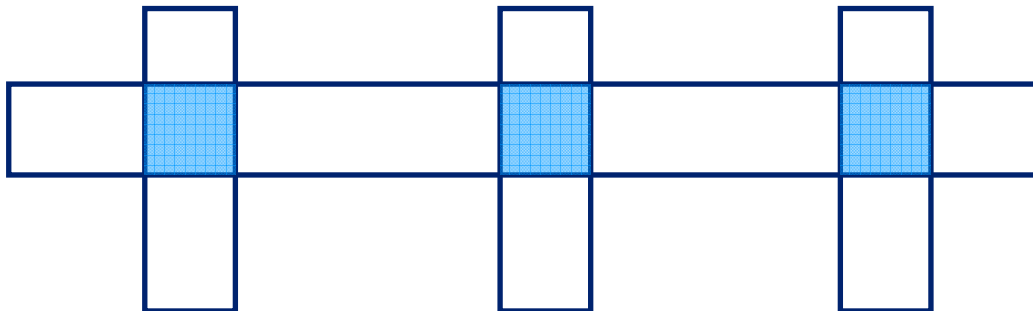
Può essere opportuno usare sempre lo schema limite di trave rigida-suolo flessibile?



Ma forse è troppo prudente

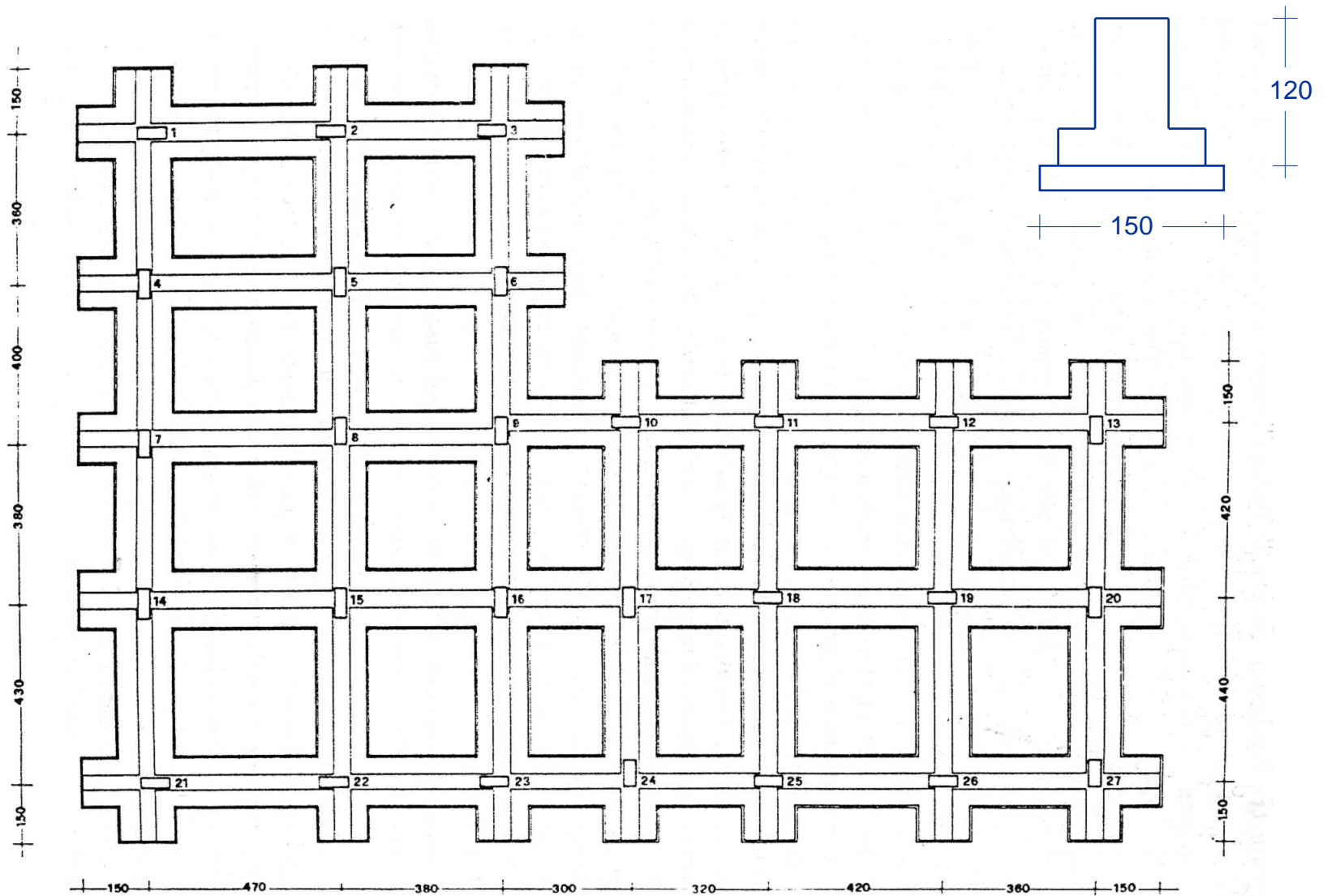
# Reticolo di travi di fondazione risoluzione

- Nel passato:  
ripartizione approssimata delle azioni tra le travi ortogonali (e controllo degli abbassamenti)
- Oggi:  
risolto in maniera rigorosa dai programmi di calcolo
  - Nel caso di travi larghe, attenzione alla zona di sovrapposizione che può essere contata due volte

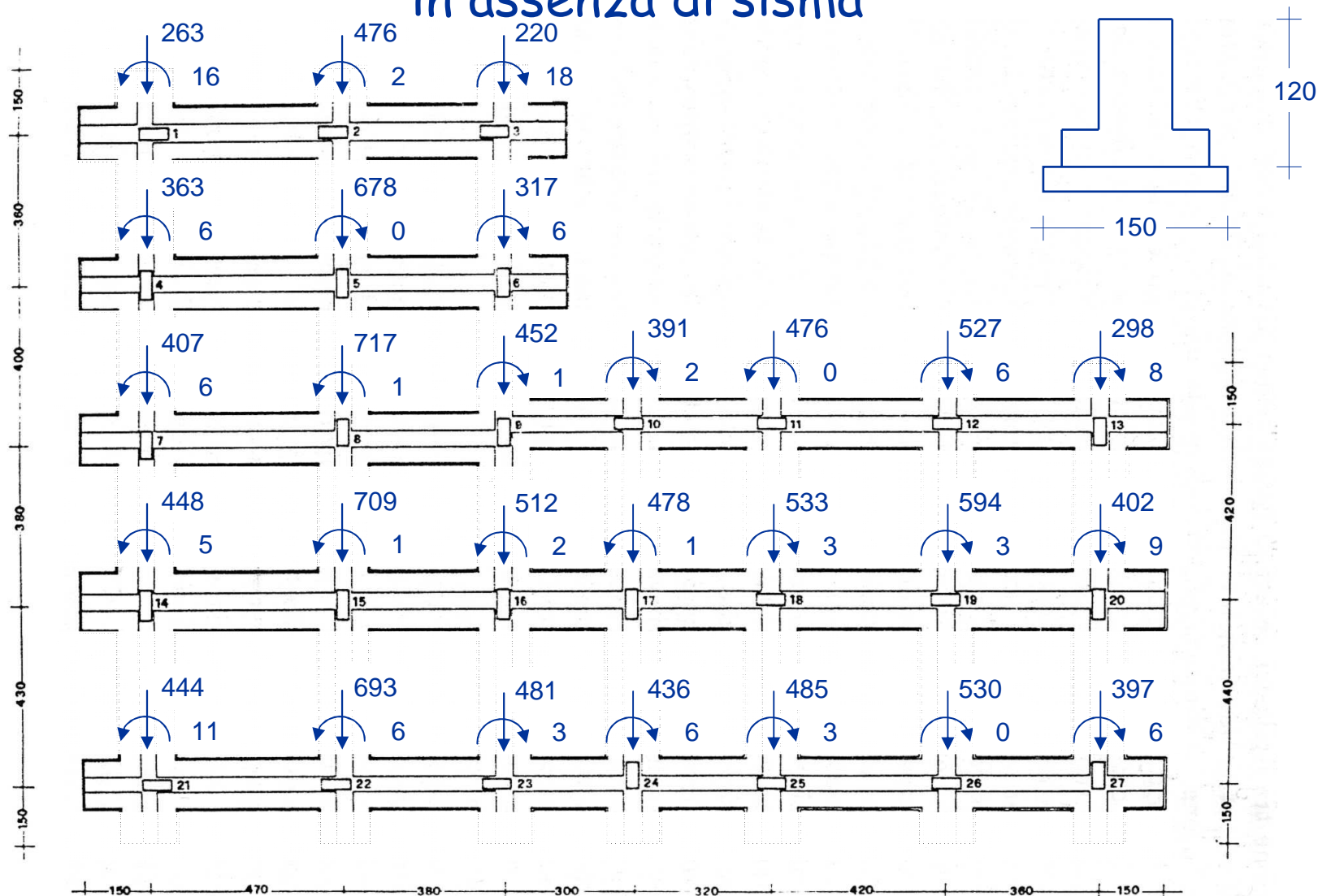


Esempio

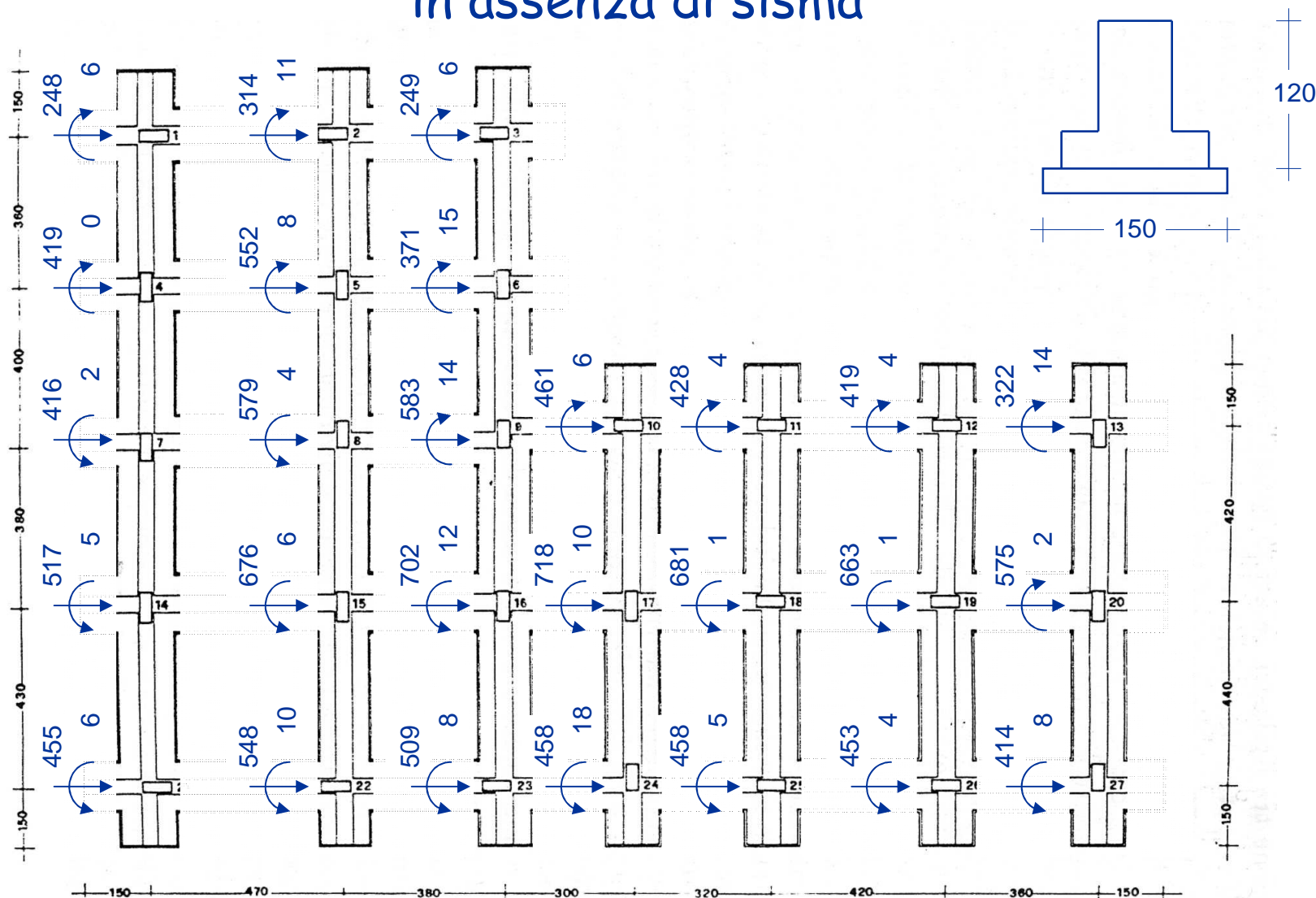
# Pianta delle fondazioni



# Azioni sulle travi in direzione x in assenza di sisma



# Azioni sulle travi in direzione y in assenza di sisma





# Trave 14-20

Carichi verticali, in assenza di sisma:

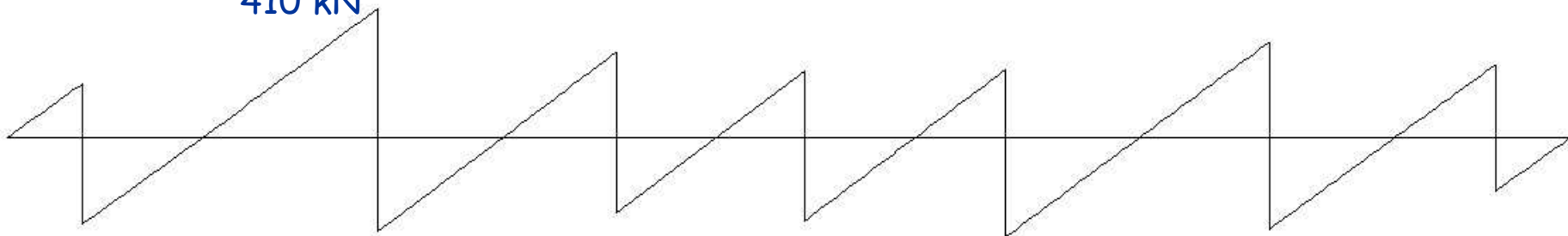


# Taglio

in assenza di sisma

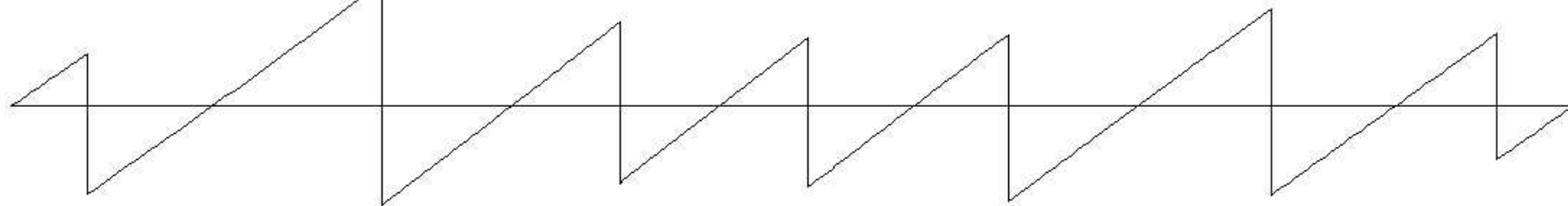
$$k = 20 \text{ N/cm}^3$$

410 kN



$$k = 100 \text{ N/cm}^3$$

394 kN



# Momento flettente in assenza di sisma

$$k = 20 \text{ N/cm}^3$$

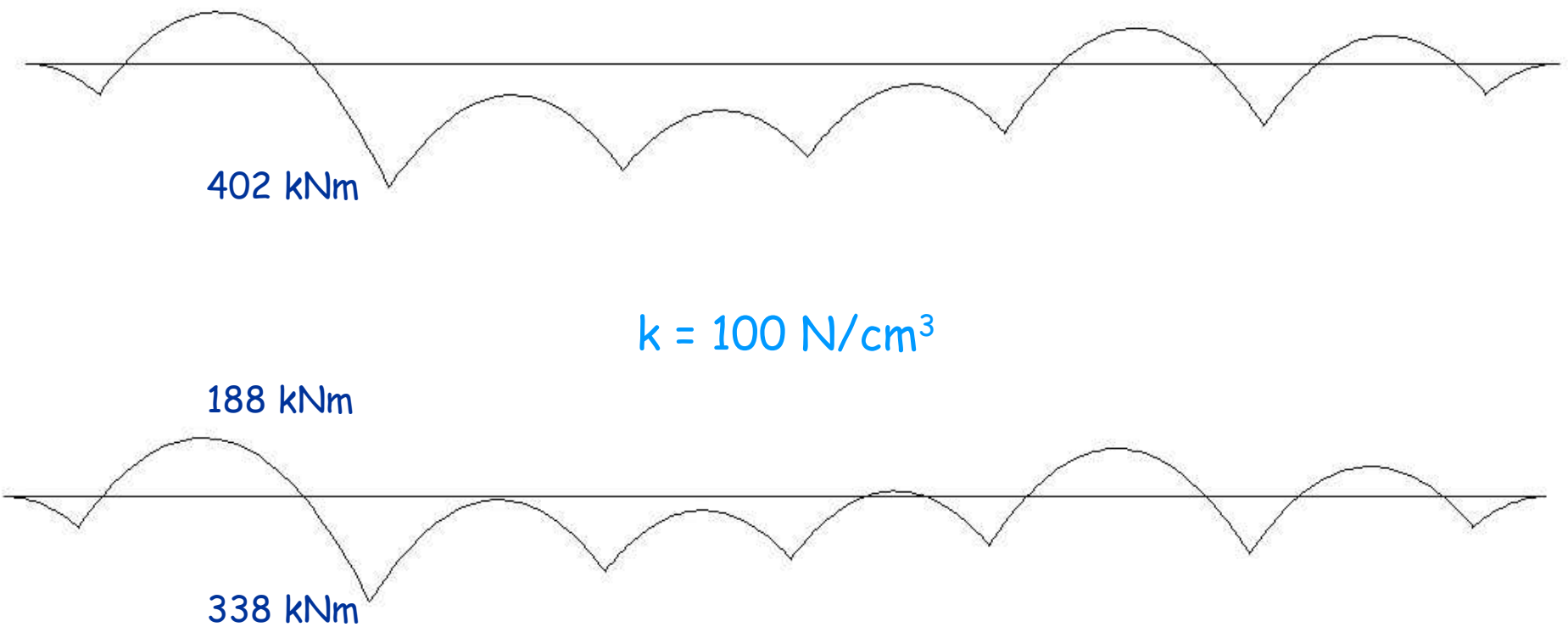
167 kNm

402 kNm

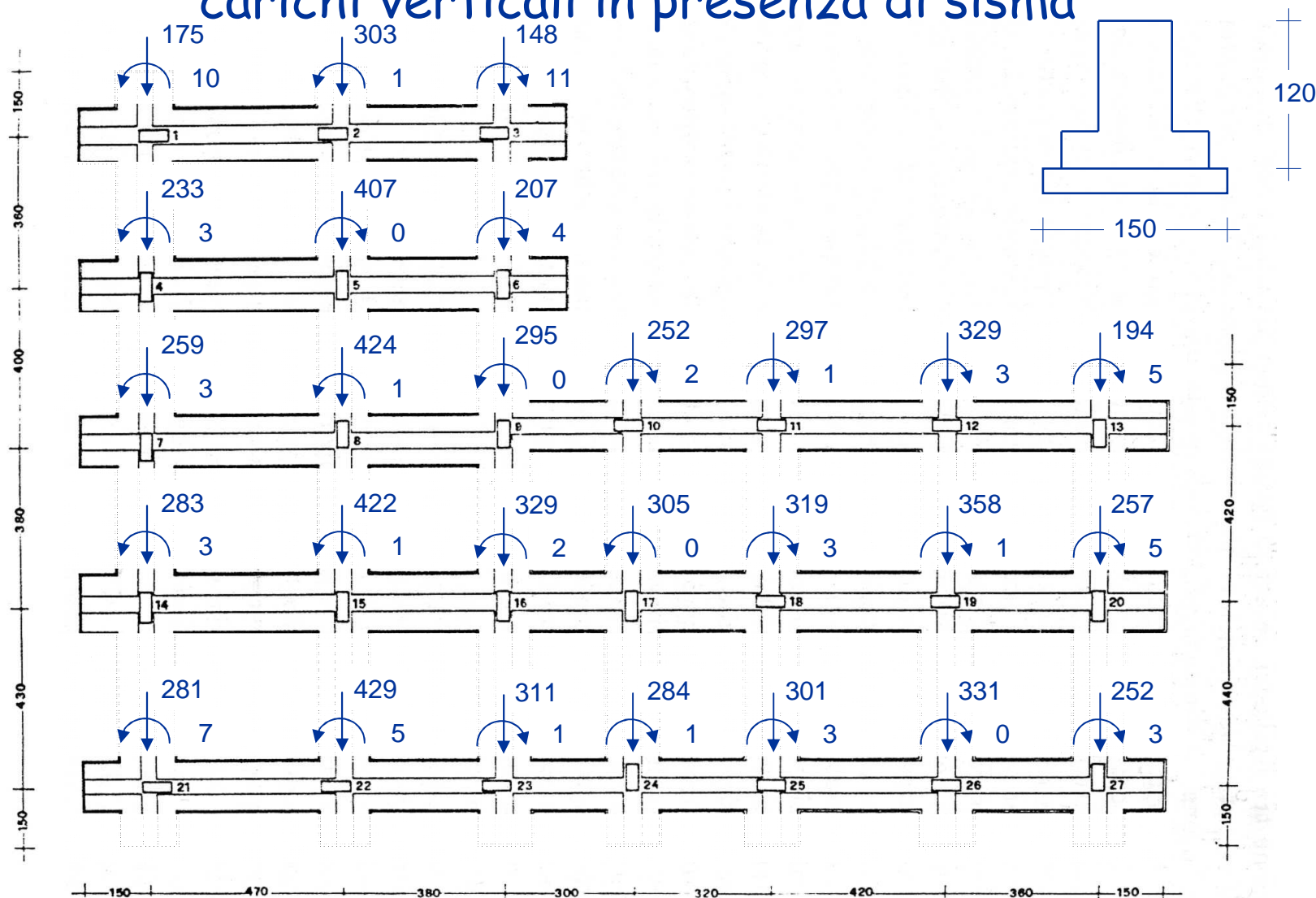
$$k = 100 \text{ N/cm}^3$$

188 kNm

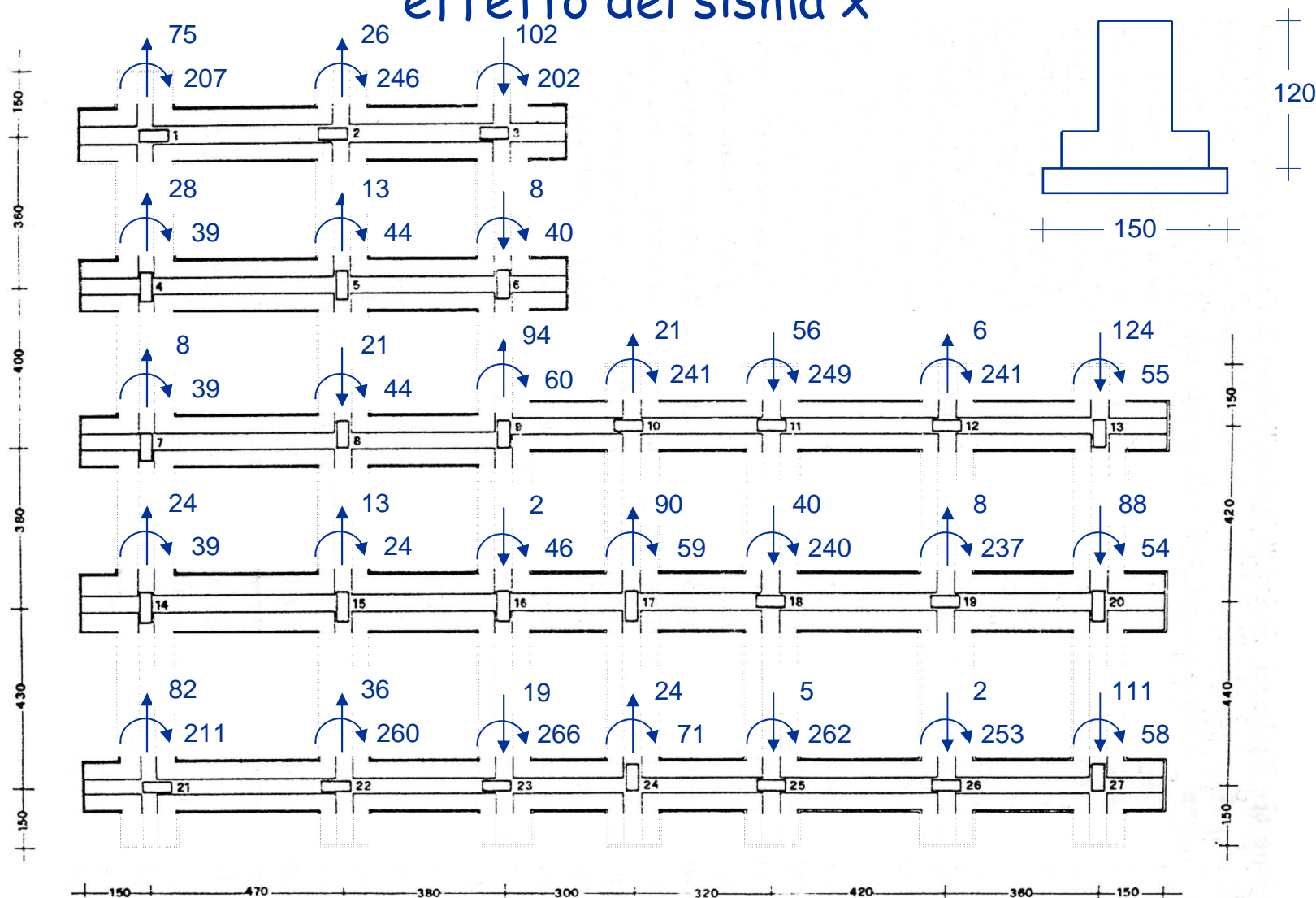
338 kNm



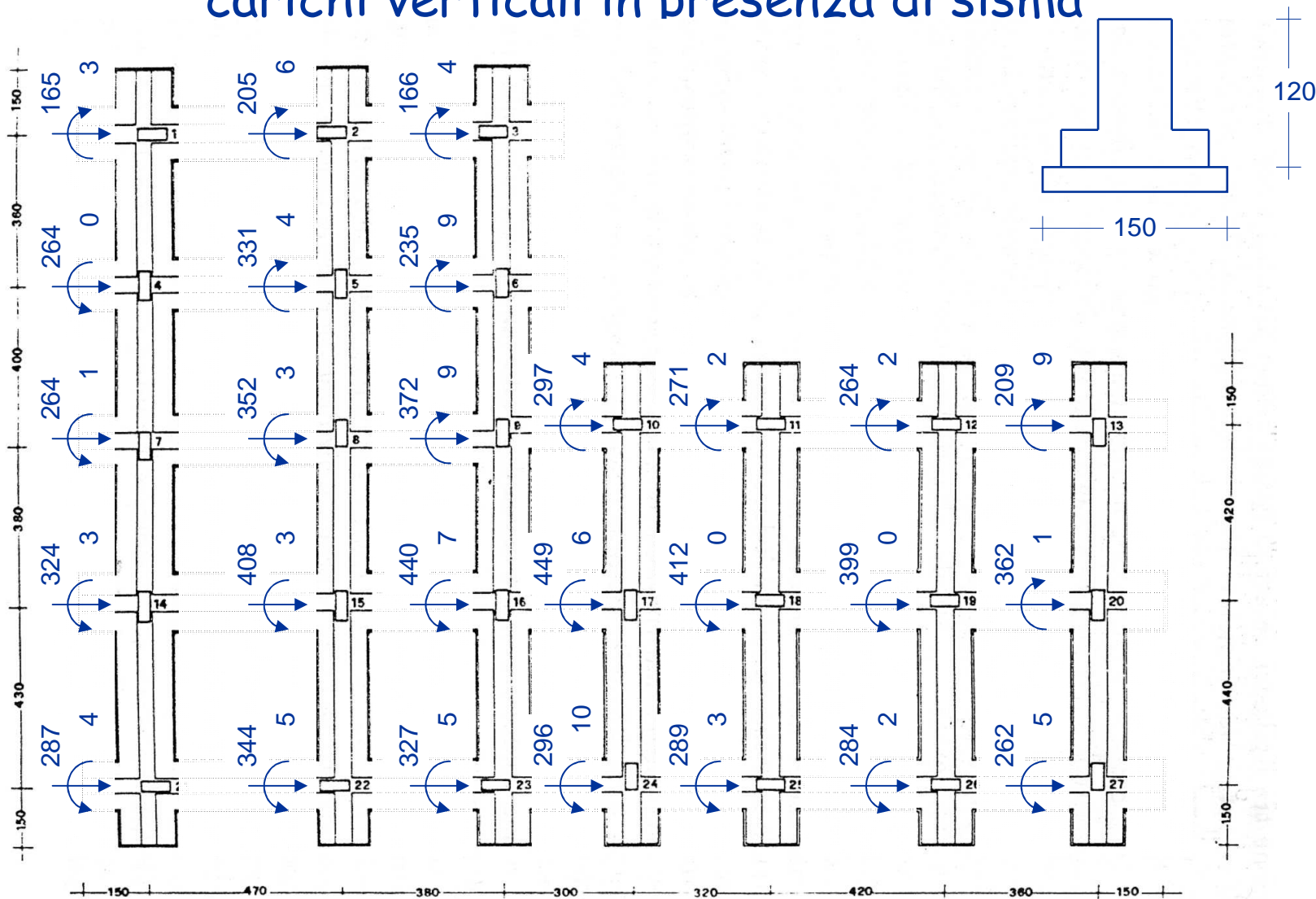
# Azioni sulle travi in direzione x carichi verticali in presenza di sisma



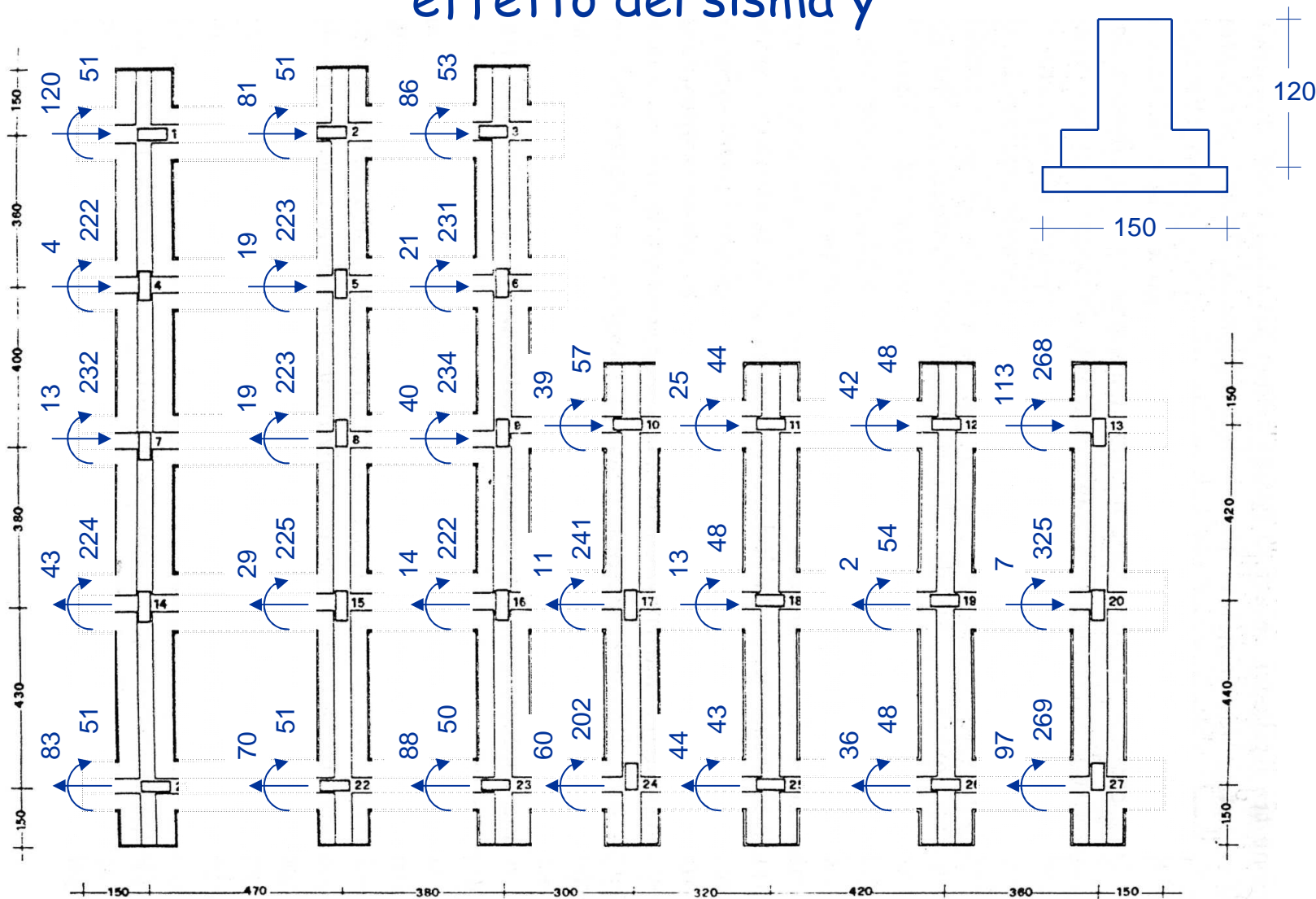
# Azioni sulle travi in direzione x effetto del sisma x



# Azioni sulle travi in direzione y carichi verticali in presenza di sisma



# Azioni sulle travi in direzione y effetto del sisma y



# Trave 14-20

Carichi verticali, in assenza di sisma:



Carichi verticali, in presenza di sisma:



Sisma:





# Trave 14-20

Carichi verticali, in assenza di sisma:



Carichi verticali più sisma:

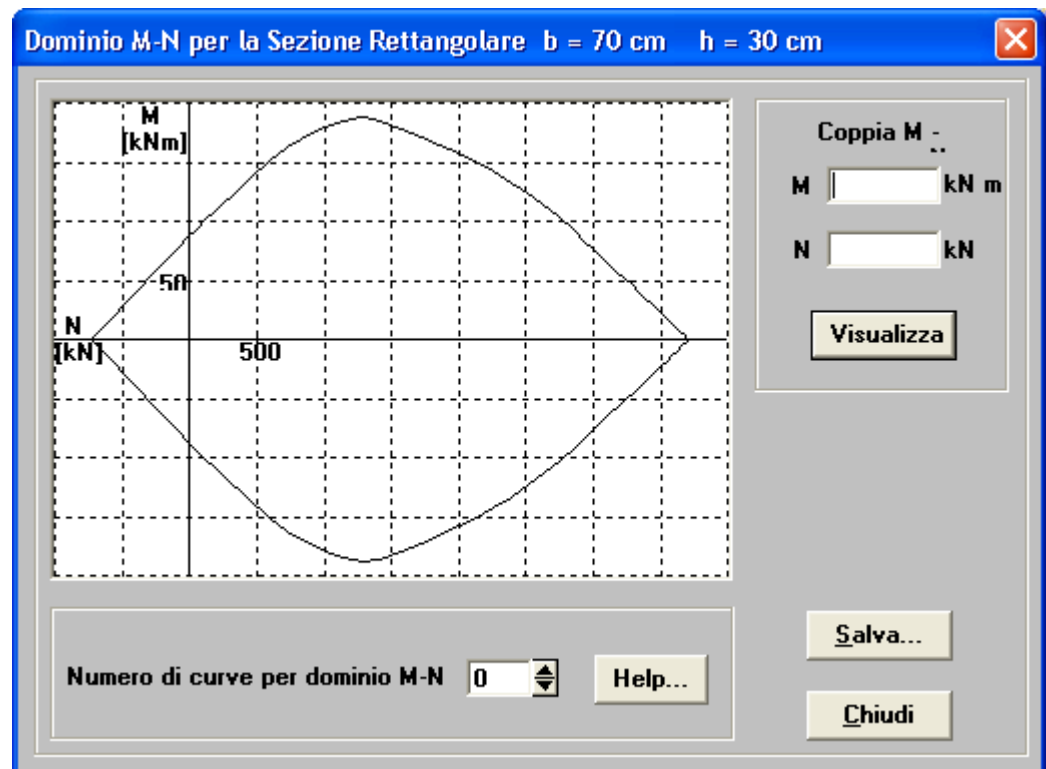


Carichi verticali meno sisma:



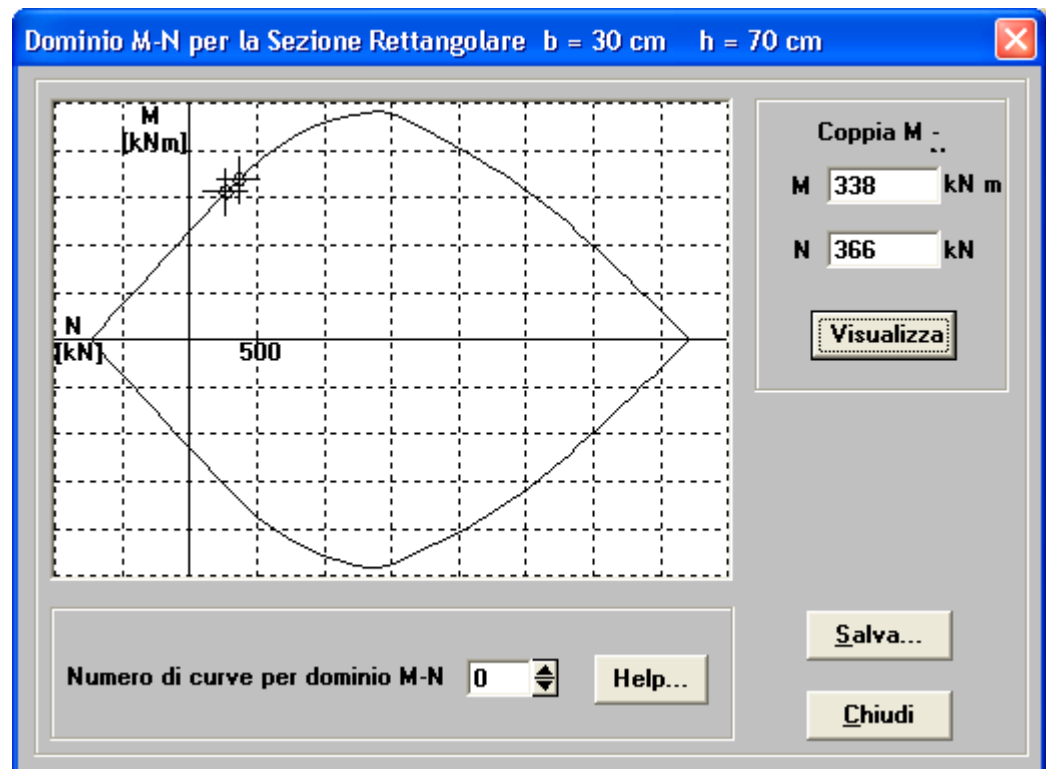
# Resistenza dei pilastri

- Per i pilastri di piatto (70x30, 2Ø20+2Ø14 per lato) il momento resistente è superiore a 100 kNm
- Userò  $1.3 M_{Ed}$



# Resistenza dei pilastri

- Per i pilastri 18 e 19 (30x70, 3Ø20 per lato)  
il momento resistente è circa 320-340 kNm
- Userò  $1.3 M_{Ed}$

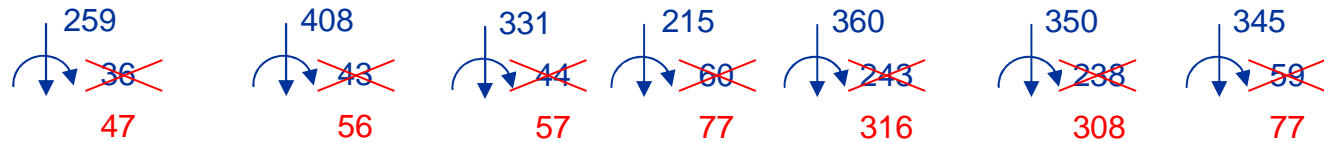


# Trave 14-20

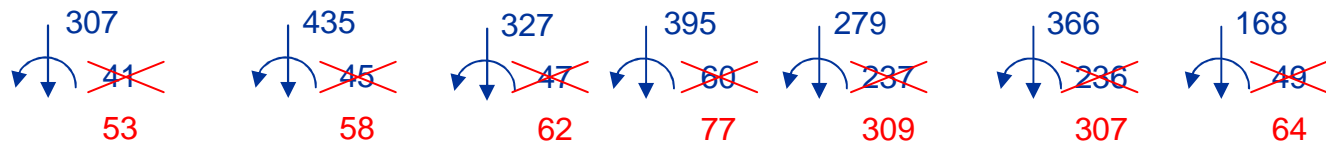
Carichi verticali, in assenza di sisma:



Carichi verticali più sisma:

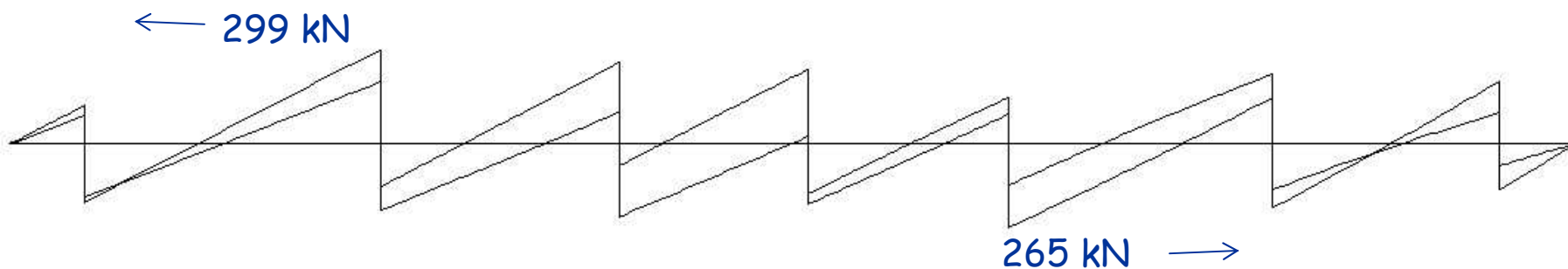


Carichi verticali meno sisma:

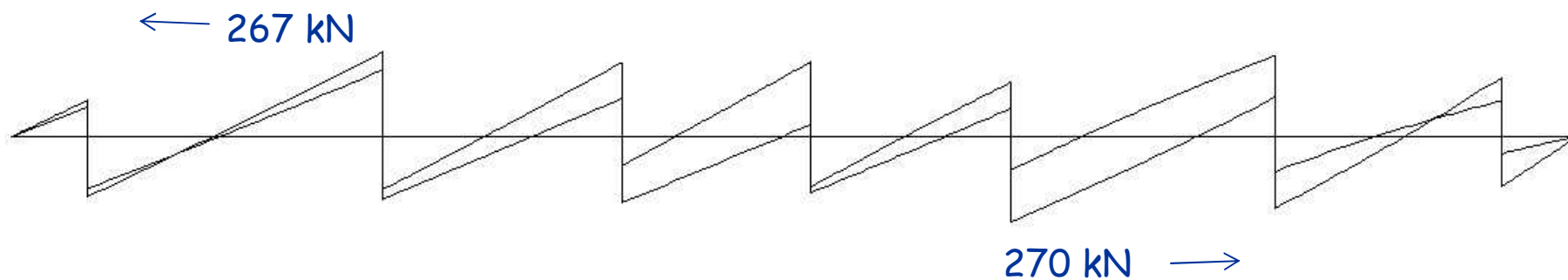


# Taglio in presenza di sisma

$$k = 20 \text{ N/cm}^3$$



$$k = 100 \text{ N/cm}^3$$

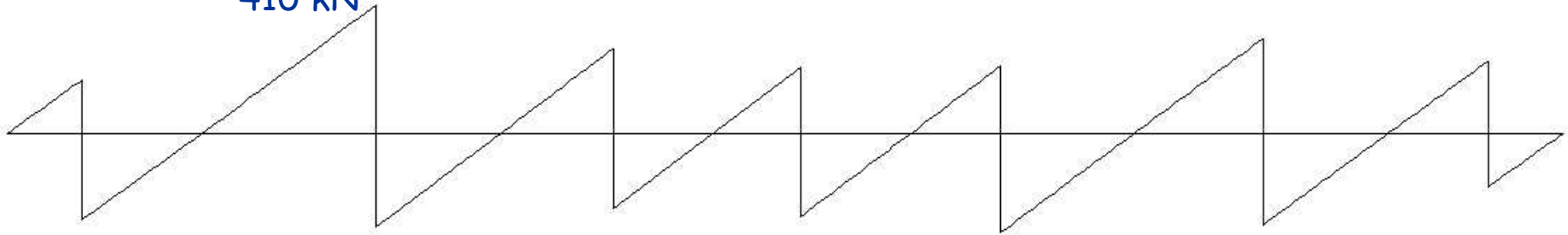


# Confronto taglio

$$k = 20 \text{ N/cm}^3$$

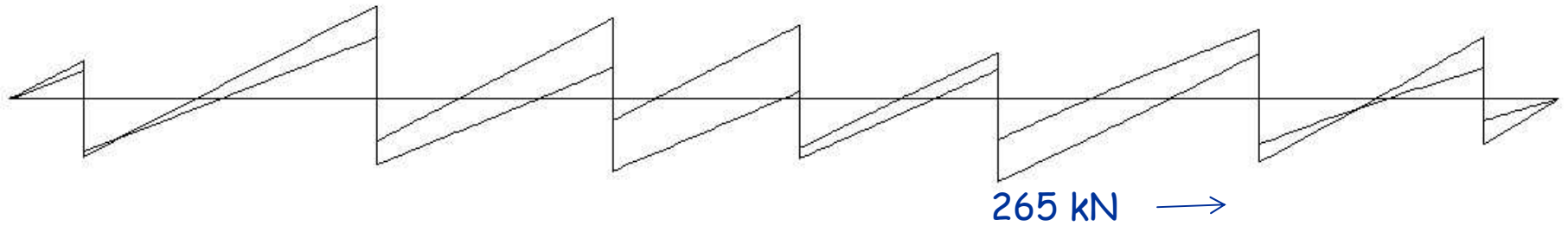
senza sisma

410 kN



con sisma

← 299 kN

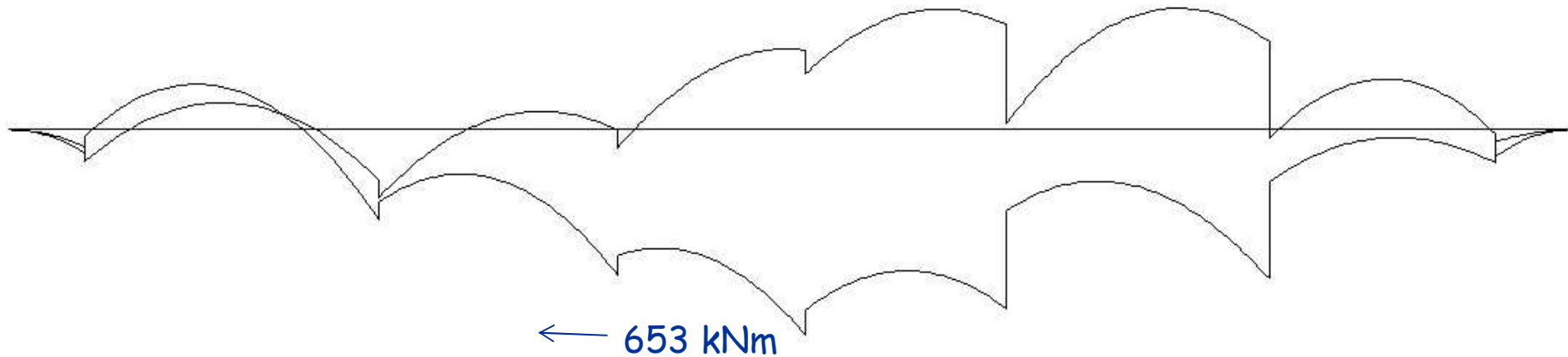


265 kN →

# Momento flettente in presenza di sisma

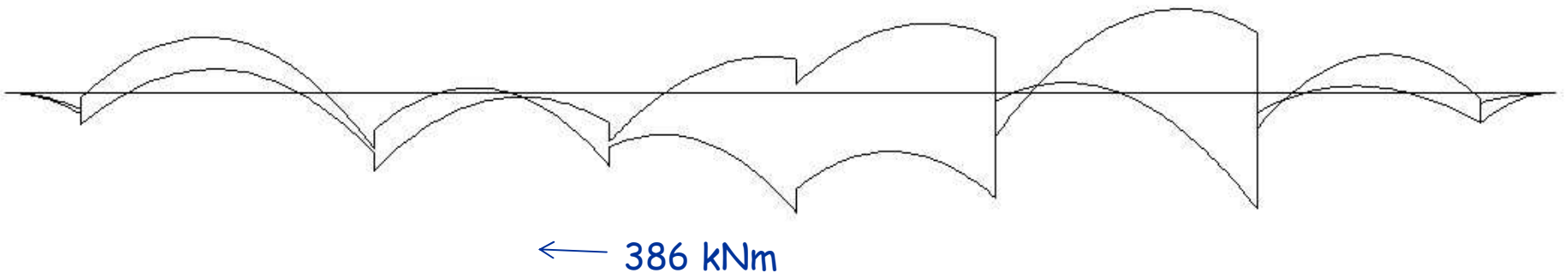
$k = 20 \text{ N/cm}^3$

385 kNm →



$k = 100 \text{ N/cm}^3$

261 kNm →



# Confronto momento flettente

$$k = 20 \text{ N/cm}^3$$

senza sisma

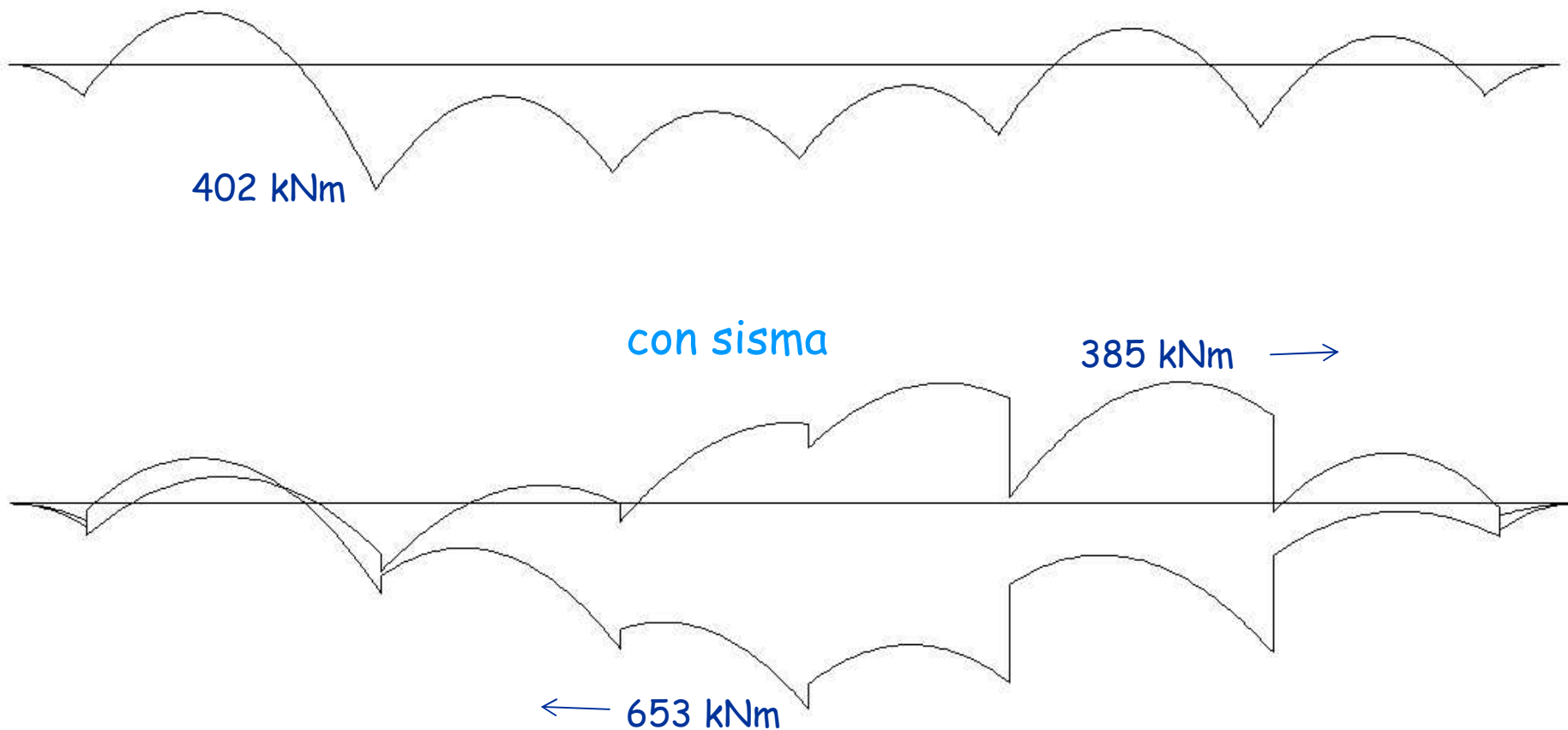
167 kNm

402 kNm

con sisma

385 kNm →

← 653 kNm





# Confronto momento flettente

$$k = 100 \text{ N/cm}^3$$

senza sisma

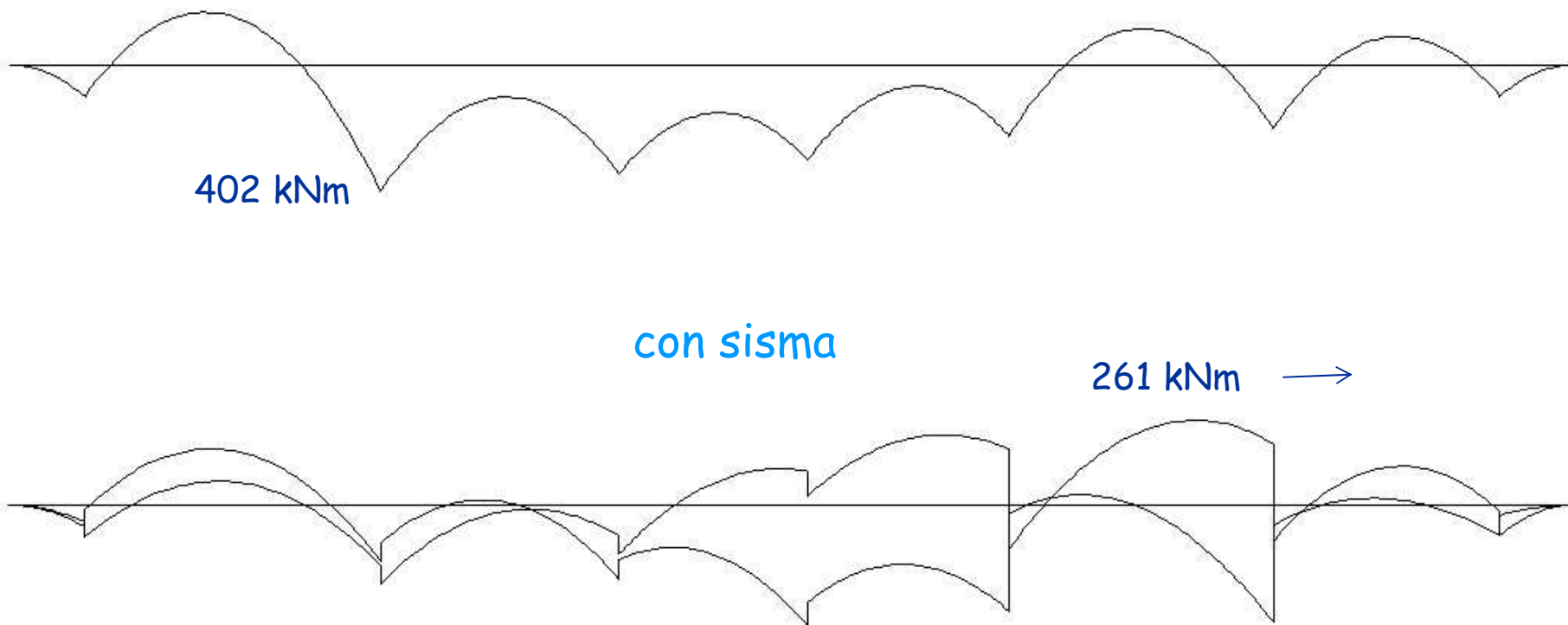
167 kNm

402 kNm

con sisma

261 kNm →

← 386 kNm



# Armatura a flessione

- Formula di progetto dell'armatura

$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}}$$

- Si ottiene

per  $M = 653 \text{ kNm}$      $16.8 \text{ cm}^2$

per  $M = 385 \text{ kNm}$      $9.9 \text{ cm}^2$

- Rispettare i minimi

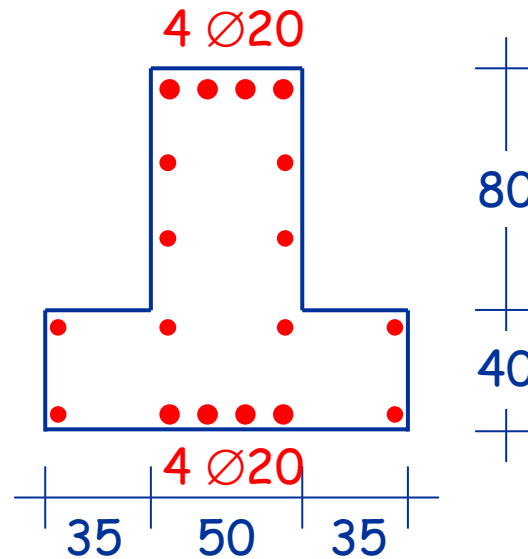
$A_s \geq 0.2\% A_c$             sia superiormente che inferiormente

Nota: questo limite è legato a problemi di fessurazione e ritengo debba includere anche l'armatura di parete

# Armatura a flessione

- Sezione

$$A_c = 8800 \text{ cm}^2$$



Armatura minima

8 Ø20 + 10 Ø14

40.5 cm<sup>2</sup>

- Minimo compressivo (sup+inf)

$$A_s \geq 0.2\% A_c \times 2 = 35.2 \text{ cm}^2$$

# Armatura a taglio

- Il calcolo potrebbe essere fatto ad una distanza  $d$  dal filo pilastro  
ma in questo modo il taglio si ridurrebbe in misura rilevante
- Usare le formula standard per la resistenza dovuta al calcestruzzo e all'armatura

$$V_{Rd,max} = \frac{v_1 f_{cd} b_w z (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$\cot \alpha = 0$$

$$\cot \theta = 1 \div 2$$

# Armatura a taglio

- Per la sezione considerata

$$h = 120 \text{ cm} \quad d = 115 \text{ cm} \quad z = 103 \text{ cm}$$

- Resistenza della sezione

$$V_{Rd,max} = 1460 \text{ kN} \quad \text{con } \cot \theta = 2$$

- Resistenza dell'armatura

Staffe  $\varnothing 8/20$  a due bracci ( $5 \text{ cm}^2 / \text{m}$ )

$$V_{Rd,s} = 201 \text{ kN} \quad \text{con } \cot \theta = 1$$

discutere su cosa usare

# Verifica dell'ala inferiore

- Può essere considerata come una mensola soggetta alla reazione del terreno
- L'armatura inferiore della mensola (in pratica, il braccio inferiore della staffa che racchiude l'ala) nasce dalla flessione
- Verificare se necessaria armatura a taglio (che più facilmente si realizza con sagomati; come staffe dovrebbero mettersi tirantini verticali)

# Platee nervate

- La platea può essere schematizzata come una piastra caricata dal terreno (azione verso l'alto) e vincolata (appoggiata) dalle nervature