

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

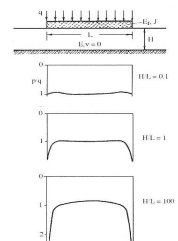
Modello di Winkler

- 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

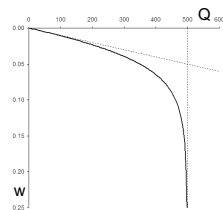
Modello di Winkler

- 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

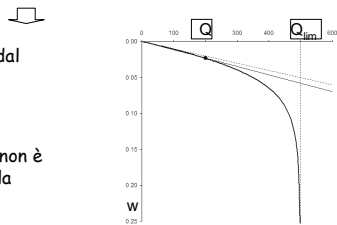
Fondazioni dirette modello per interazione fondazione-terreno

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



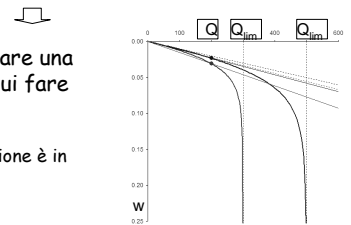
Fondazioni dirette modello per interazione fondazione-terreno

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}



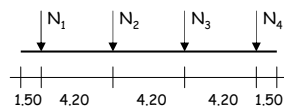
Fondazioni dirette trave elastica su suolo alla Winkler

- Il parametro che regge il problema è

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

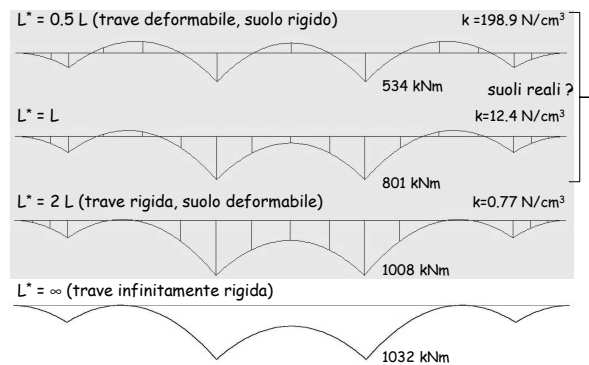
o la lunghezza $L^* = \pi/\lambda$

- Esempio: schema di trave



$L = 15.60 \text{ m}$
 $B = 1.20 \text{ m}$
 $N_1 = 870 \text{ kN}$
 $N_2 = 1380 \text{ kN}$
 $N_3 = 1380 \text{ kN}$
 $N_4 = 870 \text{ kN}$

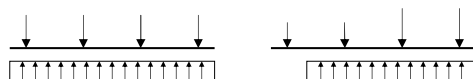
Fondazioni dirette trave elastica - momenti al variare di L^*



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 $Q_{lim} \rightarrow$ terreno molto deformabile

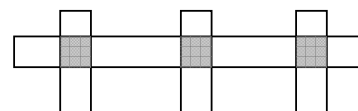
Può essere opportuno usare sempre lo schema limite di trave rigida-suolo flessibile?



Ma forse è troppo prudente

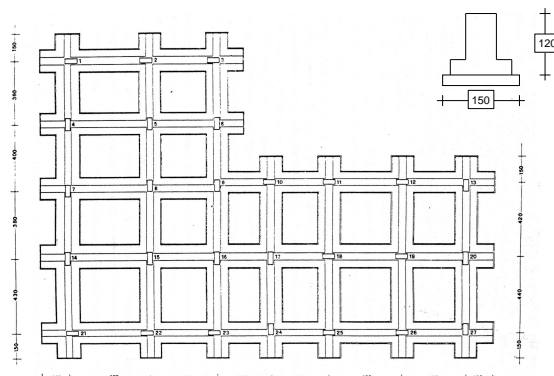
Reticolo di travi di fondazione risoluzione

- 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

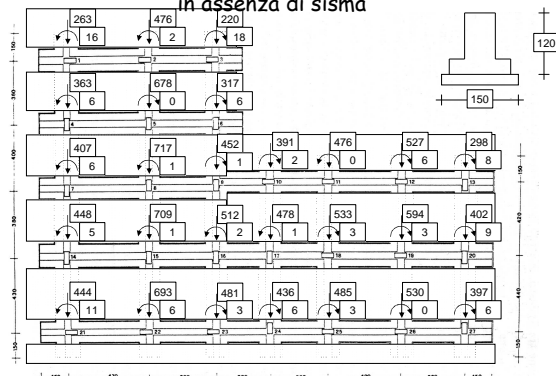


Esempio

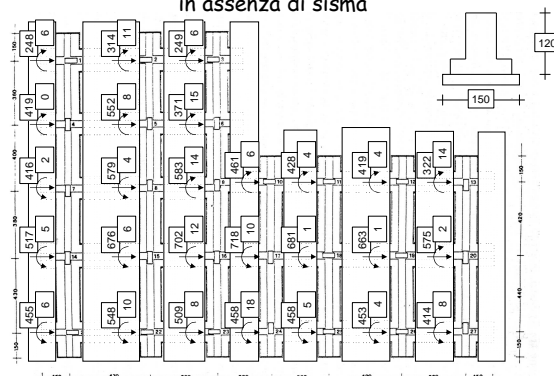
Pianta delle fondazioni



Azioni sulle travi in direzione x
in assenza di sisma



Azioni sulle travi in direzione y
in assenza di sisma



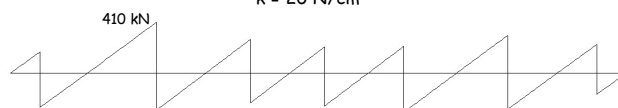
Trave 14-20

Carichi verticali, in assenza di sisma:

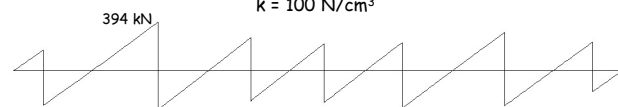


Taglio
in assenza di sisma

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

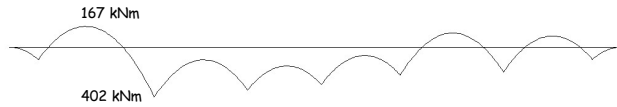


$k = 100 \text{ N/cm}^3$

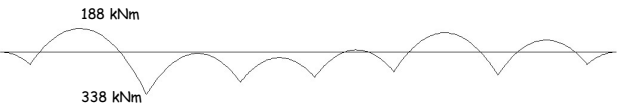


Momento flettente in assenza di sisma

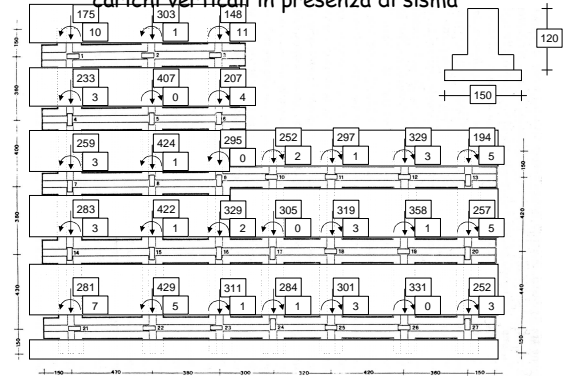
$$k = 20 \text{ N/cm}^3$$



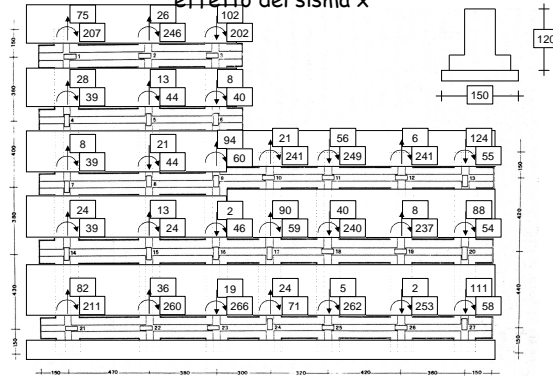
$$k = 100 \text{ N/cm}^3$$



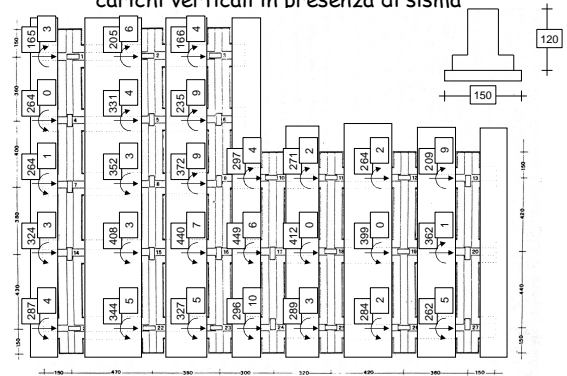
Azioni sulle travi in direzione x carichi verticali in presenza di sisma



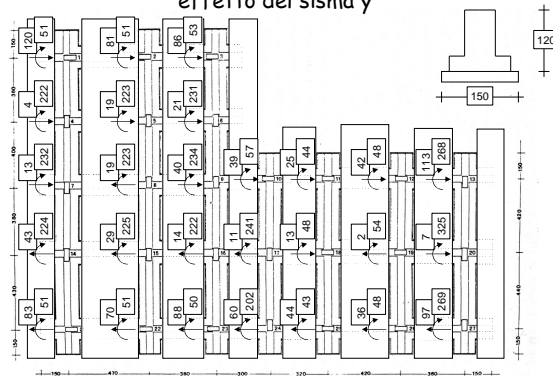
Azioni sulle travi in direzione x effetto del sisma x



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

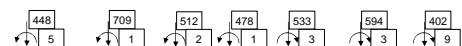


Azioni sulle travi in direzione y effetto del sisma y

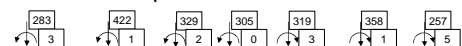


Trave 14-20

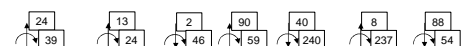
Carichi verticali, in assenza di sisma:



Carichi verticali, in presenza di sisma:



Sisma:



Trave 14-20

Carichi verticali, in assenza di sisma:



Carichi verticali più sisma:

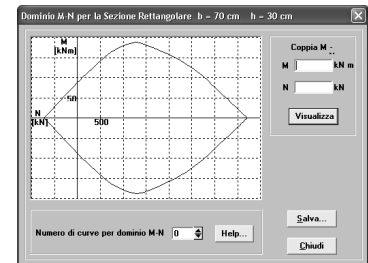


Carichi verticali meno sisma:



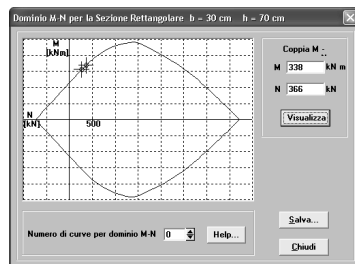
Resistenza dei pilastri

- 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 $1.3 M_{Ed}$

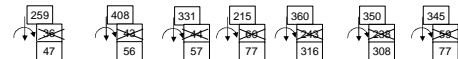


Trave 14-20

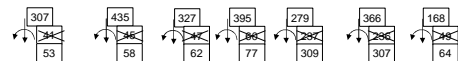
Carichi verticali, in assenza di sisma:



Carichi verticali più sisma:

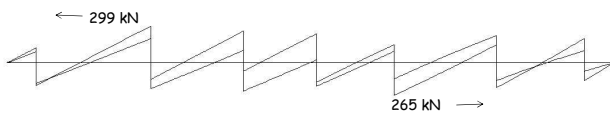


Carichi verticali meno sisma:

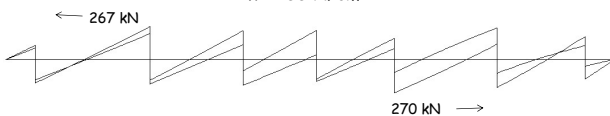


Taglio in presenza di sisma

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

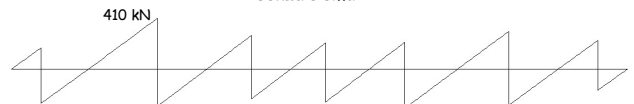


$$k = 100 \text{ N/cm}^3$$

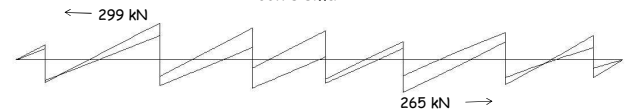


Confronto taglio $k = 20 \text{ N/cm}^3$

senza sisma

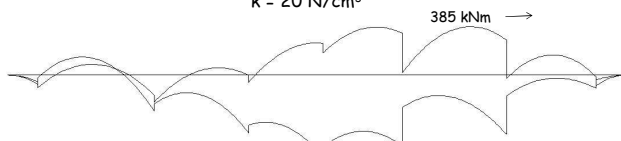


con sisma

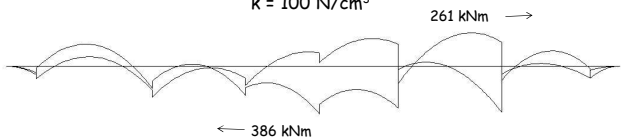


Momento flettente in presenza di sisma

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



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

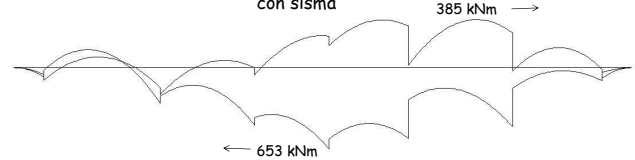


Confronto momento flettente $k = 20 \text{ N/cm}^3$

senza sisma



con sisma

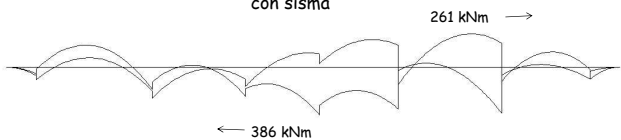


Confronto momento flettente $k = 100 \text{ N/cm}^3$

senza sisma



con sisma



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

- Rispettare i minimi

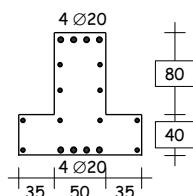
$A_s \geq 0.2\% A_c$ sia superiormente che inferiormente

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

$8 \text{ Ø}20 + 10 \text{ Ø}14$

40.5 cm^2

- 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

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

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

$\cot \alpha = 0$

$\cot \theta = 1 + 2$

Armatura a taglio

- Per la sezione considerata
 $h = 120 \text{ cm}$ $d = 115 \text{ cm}$ $z = 103 \text{ cm}$
- Resistenza della sezione
 $V_{Rd,max} = 1460 \text{ kN}$ con $\cot \theta = 2$
- Resistenza dell'armatura
Staffe $\varnothing 8/20$ a due bracci ($5 \text{ cm}^2 / \text{m}$)
 $V_{Rd,s} = 201 \text{ kN}$ 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