

Seconda Esercitazione Progettuale Progetto e Verifica di un telaio piano in C.A.

**Progetto delle strutture di fondazione:
Fondazioni su plinti**

PROGETTO DELLE FONDAZIONI:

In linea di principio si distinguono due tipologie di fondazioni in base alla profondità alla quale avviene lo trasferimento di tensioni tra la fondazione stessa ed il terreno:

- FONDAZIONI SUPERFICIALI (plinti, travi rovesce, platee di fondazione);
- FONDAZIONI ~~su~~ PROFONDE (su PALI).

Sulla base della teoria di plasticità - su cui si basano molti risultati della "Meccanica delle terre" - è possibile calcolare il carico limite Q_{lim} del complesso fondazione-terreno che dipende essenzialmente dalla natura del terreno, dalla profondità del piano di posa della fondazione e dalla sua geometria.

Rispetto a tale valore limite si può ottenere un valore di esercizio Q_{es} tramite un opportuno coefficiente di sicurezza (che deriva direttamente Q_{lim} o indica le caratteristiche meccaniche del terreno).

Il calcolo di questo valore del carico di fondazione esula dai fini del corso di TdC ed è oggetto di corsi specifici del CdL in Ingegneria Civile.

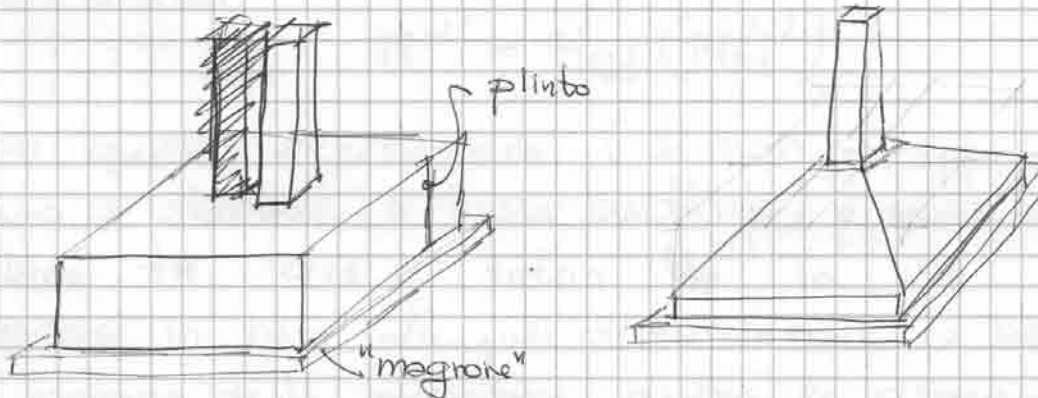
Nel seguito, per effettuare i calcoli di dimensionamento delle fondazioni, si farà riferimento ad un valore nominale della tensione di contatto terreno-fondazione q_t (che si potrà assumere pari a 0.2 MPa).

Le fondazioni possono essere realizzate ~~con~~

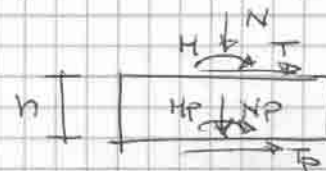
adottando la tipologia di fondazioni SUPERFICIALI o DIRETTE; ~~queste~~ potranno essere realizzati, dunque, plinti di fondazione (opportunosamente collegati) e travi rovesce. Nel seguito si esaminano entrambe le possibilità delineando un procedimento di progetto/verifica degli stessi.

1. PLINTI DI FONDAZIONE

Dovendo trasferire pressioni da un materiale più resistente (c.a.) ad uno ~~che~~ lo è assai meno, il plinto di fondazione deve operare un allargamento della sezione del pilastro. Tale allargamento può essere realizzato conferendo al plinto una forma di parallelepipedo (a) o di tronco di piramide



Nel caso generale il pilastro alla base è sollecitato dalle caratteristiche N, T ed H . I valori corrispondenti delle sollecitazioni sul piano di posa della fondazione possono stimarsi come segue per tener conto delle peso del plinto e della sua altezza:



$$N_p = 1.10 = 1.15 \text{ N}$$

$$T_p = T$$

$$M_p = M + T \cdot h \quad \left(\text{si può assumere un valore } h = 1 \text{ m per effettuare i calcoli} \right)$$

Coniamente ci saranno tre terni di valori $N^{(i)}$, $T^{(i)}$, $M^{(i)}$ derivanti dalle tre combinazioni di carico. Nel caso di strutture ad alta duttilità i momenti $M^{(i)}$ non devono essere derivati dall'analisi delle sollecitazioni ma devono derivare dalla resistenza R del pilastro valutata in corrispondenza dello sforzo normale $N^{(i)} = N_{Sd}^{(i)}$ derivato dall'analisi

$$M^{(i)} = M_{Rd} (N_{Sd}^{(i)})$$

Con questa precisazione (che non si applica al caso di strutture a bassa duttilità) è possibile ottenere tre terni di valori $N_p^{(i)}$, $T_p^{(i)}$, $M_p^{(i)}$ in base alle quali dimensionare la base d'impronta della fondazione, ovvero le dimensioni in pianta del magrone. Un primo dimensionamento si può condurre imponendo che per la combinazione di carico caratterizzata dalla massima eccentricità

$$e_p^{(i)} = \frac{M_p^{(i)}}{N_p^{(i)}}$$

si imponga un diagramma di pressioni triangolari

La cui pressione media non superi $G_t/2$:

$$\frac{N_p^{e_{max}}}{B_m L_m} = \frac{G_t}{2}$$

Assumendo $B_m = 2/3 L_m$ si può determinare la lunghezza della base di impronta della fondazione:

$$L_m = \sqrt{\frac{3 N_p^{e_{max}}}{G_t}}$$

L'adeguatezza della base così dimensionata deve essere verificata rispetto a tutte e tre le combinazioni di carico per le quali, in base da $e^{(i)}$ è possibile determinare la pressione massima di contatto:

a) ~~se~~ se $e^{(i)} < L_m/6$

$$G_{tmax} = \frac{N_p}{A_m} + \frac{6 M_p}{B_m L_m^2}$$

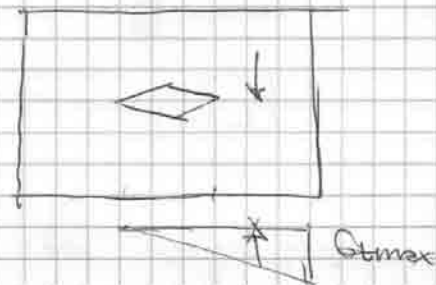
b) se $e^{(i)} = L_m/6$

$$G_{tmax} = 2 \frac{N_p}{B_m L_m}$$

c) se $e^{(i)} \geq L_m/6$, posto $u = L_m/2 - e^{(i)}$

$$G_{tmax} \cdot B_m \cdot \frac{3u^{(i)}}{2} = N_p^{(i)} \Rightarrow$$

$$G_{tmax} = \frac{2 N_p^{(i)}}{3u^{(i)} \cdot B_m}$$



Dare risultati per ognuna delle combinazioni

$$\sigma_{limax}^{(1)} \leq \sigma_t \quad (1)$$

~~Il caso~~ In caso contrario la base d'impronta necessiterebbe di un allargamento opportuno per rientrare nella limitazione (1).

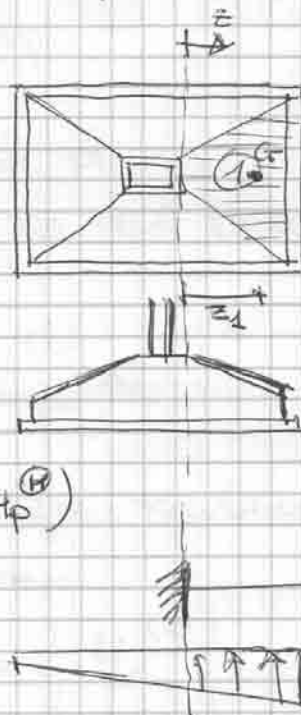
A questo punto, note le dimensioni della base di impronta della fondazione sul terreno ed atteso il fatto che essa sia costituita da uno strato di calcestruzzo dello spessore maggiore di $s = 15 + 20 \text{ cm}$, è possibile valutare le dimensioni in pianta della plinta di fondazione come segue

$$B_p = B_m - 2s \quad L_p = L_m - 2s$$

Avendo dimensionato la sezione orizzontale del plinto si deve passare ora al calcolo della sua altezza H_p che può derivare dall'imposizione di momenti critici di progetto.

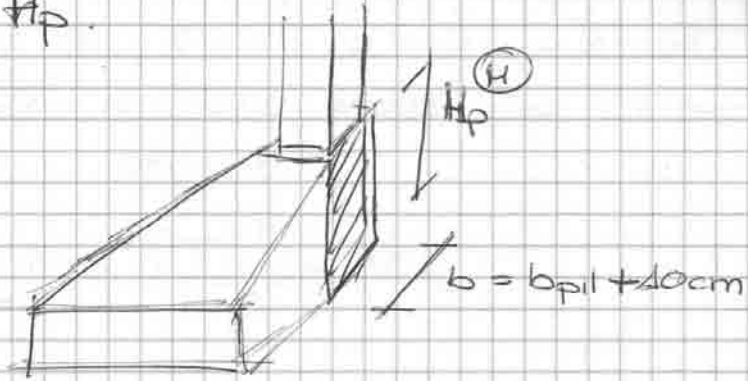
4.1: PROGETTO A FLESSIONE ($H_p^{(1)}$)

Il valore dell'altezza del plinto può derivare dal progetto a flessione della zona sezione resistente rispetto alle sollecitazioni indotte dal diagramma



delle pressioni sul terreno. Tale sezione è posta in corrispondenza dell'attacco tra pilastro e plinto ed ha ~~dimensione~~ una larghezza pari alla metà del plinto ai piedi del pilastro ed altra pari ad H_p .

Il momento può calcolarsi come segue sulla base della distribuzione delle tensioni calcolate in precedenza



$$M_1^{(i)} = \int_{A_1} \sigma_z^{(i)} \cdot z \cdot dA \approx T_1^{(i)} \cdot z_1$$

e dipende dalla combinazione di carico di riferimento. Dato z_1 l'ascissa del baricentro della ~~area~~ A_1 e

$$T_1^{(i)} = \int_{A_1} \sigma_z^{(i)} dA \leq \sigma_{tmax}^{(i)} A_1$$

il momento $M_1^{(i)}$ si può valutare facilmente.

Dal momento massimo $M_{1,max}$

$$M_{1,max} = \max_i \{ M_1^{(i)} \}$$

si può valutare l'effort sulla base di un

progetto tabellare

$$H_p^{(4)} = r_u \sqrt{\frac{V_{d,max}}{b}}$$

1.2: PROGETTO A TAGLIO ($H_p^{(v)}$)

Volendo realizzare un plinto sufficientemente alto da non ~~essere~~ ^{rendere} necessaria ~~nessuna~~ una armatura a taglio si può imporre

$$T_{d,max} = \max_i (T_d^{(i)}) = V_{Rd1}$$

da cui

$$T_{d,max} = 0.25 b d f_{ctd} s (1 + 50 \rho_e) \cdot r$$

Posto $r=1.0$, $s=1.0$ e $\rho_e=0.002$ (il minimo di normativa per l'armatura longitudinale in fondazioni) si ha

$$H_p = d + 5c_m = \frac{T_{d,max}}{0.25 b \cdot f_{ctd} \cdot 1.1}$$

1.3: PROGETTO A PUNZONAMENTO $H_p^{(p)}$

Volendo conferire al plinto una altezza che non renda necessario prevedere armatura per prevenire il fenomeno del punzonamento (che può verificarsi in corrispondenza di azioni concentrate applicate su solite solette) si impone

$$N_{max} = \max_i N_d^{(i)} = P_{fd} = 0.5 u \cdot h \cdot f_{ctd}$$

dove u è il perimetro in corrispondenza del

piano medio dell'elemento

$$u = 2(H_{pil} + B_{pil}) + \pi H_p^{(p)}$$

da cui

$$N_{max} = 0.5 \left[2(H_{pil} + B_{pil}) + \pi H_p^{(p)} \right] \cdot H_p^{(p)}$$

Da questa relazione è possibile trovare un ulteriore valore di H_p .

A questo punto l'altezza del pilastro si deduce dalla relazione

$$H_p = \max \left\{ H_p^{(u)} ; H_p^{(v)} ; H_p^{(p)} \right\}$$

controllando che si verifichi

$$30^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$$

2. TRAVE DI COLLEGAMENTO

In zona sismica è generalmente richiesto che i pilastri non siano isolati, ma che siano reciprocamente collegati da un opportuno sistema di travi. Esse devono essere dimensionate in modo da assicurare che non si verifichino spostamenti

relativ) (in direzione orizzontale) tra i vari piani quando la struttura è interessata da uno scuotimento sismico. La normativa prescrive un valore della forza assiale (di trazione o compressione) cui questi travi devono far fronte, valutabile come segue:

$$N_{sdt} = \pm 0.5 S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma_I N_{sd} \text{ suolo tipo C ed E}$$

$$N_{sdt} = \pm 0.6 S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma_I N_{sd} \text{ suolo tipo D}$$

Nell'ultima versione della Normativa sismica (Bozza 9/9/04) non si interviene obbligatoriamente un collegamento tra i piani quando essi sono fondati su suolo tipo A o B. Tuttavia, nello svolgimento di questa esercitazione, si adotta una forza minima nelle travi di collegamento in suolo A e B valutata come segue

$$N_{sdt} = 0.3 S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \gamma_I \cdot N_{sd}$$

essendo N_{sd} lo sforzo normale medio degli elementi collegati. Pertanto in un suolo tipo A ($S=1.0$) in zona di ~~zona~~ II ($a_g/g=0.25$) e per una costruzione ordinaria ($\gamma_I=1.0$) si ha

$$\begin{aligned} N_{sdt} &= 0.3 \cdot 1.0 \cdot 0.25 \cdot 1.0 N_{sd} \\ &= 0.075 N_{sd} \approx 0.1 N_{sd} \end{aligned}$$

Si assevererà dunque nelle travi di collegamento uno sforzo normale (di trazione o compressione) pari al 10% dello sforzo normale medio degli elementi collegati ~~secondo~~ (in questo corrisponderà anche la prescrizione corrispondente dettata dal D.M. 96 per la progettazione di strutture in zona sismica).

La verifica delle travi di collegamento deve essere condotta considerando, oltre alle azioni assiali (di trazione e compressione, in due distinte combinazioni di carico) anche i carichi che gravano su queste travi:

- peso proprio della stessa;
- tamponatura (per le travi di bordo);
- possibile carico ~~della~~ di un impalcato che si appoggi sulla travata stessa.

