

Capitolo 5

FONDAZIONI**5.1 Predimensionamento della fondazione**

Si progetterà una fondazione del tipo a trave rovescia, che si sviluppa per tutta la lunghezza del telaio e che sporge di 1 m da un estremo e dall'altro. Per il predimensionamento si farà riferimento ad un valore di riferimento della pressione sul terreno, posta pari a 2.0 kg/cm^2 .

N.B.: Si mette in evidenza fin d'ora il fatto che non è possibile definire una "tensione ammissibile del terreno", ma che la verifica andrebbe condotta in termini di carico limite il quale dipende in generale dalle caratteristiche del "complesso fondazione-terreno" e non soltanto dalle caratteristiche del secondo. Dal valore del carico limite è possibile definire tramite un opportuno coefficiente di sicurezza (che vale 2.0 nel caso di fondazioni superficiali progettate secondo il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite) il carico di progetto e da questo, eventualmente, una tensione media che può agire sul terreno. Per le problematiche relative alla determinazione del carico limite del complesso fondazione-terreno si rimanda ai corsi di Meccanica delle Terre.

Con riferimento alla prima condizione di carico che determina sulla fondazione un sistema di forze sostanzialmente centrate, il dimensionamento può essere svolto come segue:

$$\sigma_{\max} = \frac{N^{(1)}}{A} = 2 \text{ kg/cm}^2$$

essendo $N^{(1)} = \sum_j N_j^{(1)}$ la somma degli sforzi normali dei pilastri j nella combinazione 1 (carichi verticali). Si può tener conto del peso della fondazione stessa (incognito in questa fase), maggiorando lo scarico dei pilastri del 10% per tener conto del peso della fondazione stessa, la relazione precedente porta al calcolo dell'area di impronta, che risulta essere:

$$A = 1.1 \frac{N^{(1)}}{\sigma_{\max}} = 1.1 \frac{277292}{2} = 152511 \text{ cm}^2$$

D'altra parte, essendo $A=B_m L_m$ ed $L_m=1150 \text{ cm}$, segue $B_m=140 \text{ cm}$, che costituiscono le dimensioni della base di impronta terreno-fondazione rappresentata da uno strato di calcestruzzo magro non armato (correntemente indicato come *magrone*).

N.B.: A questo punto sarebbe opportuno effettuare una verifica per considerare le altre due combinazioni di carico ($i=2,3$) per le quali sulla trave agiscono gli sforzi normali $N_j^{(i)}$ in corrispondenza dei pilastri j . Vanno considerati anche i momenti che, avendo progettato la struttura in CD "A" devono essere ottenuti come momenti resistenti delle sezioni di base dei pilastri in corrispondenza degli sforzi normali $N_j^{(i)}$:

$$M_j^{(i)} = M_{Rd}(N_j^{(i)})$$

A questo punto, essendo note le distanze e_j dei pilastri rispetto al baricentro della fondazione, si può valutare l'eccentricità complessiva delle azioni in fondazione per entrambe le combinazioni di carico i:

$$e^{(i)} = \frac{\sum_j M_j^{(i)} + N_j^{(i)} \cdot e_j}{\sum_j N_j^{(i)}}$$

Sulla base di del valore dell'eccentricità così ottenuto è possibile stimare la massima tensione sul terreno:

1° caso: $e_j^{(i)} < L/6$

$$\sigma_{\max}^{(i)} = \frac{\sum_j N_j^{(i)}}{B_m \cdot L_m} + 6 \cdot \frac{\sum_j M_j^{(i)} + N_j^{(i)} \cdot e_j}{B_m \cdot L_m^2};$$

2° caso: $e_j^{(i)} < L/6$

$$\sigma_{\max}^{(i)} = 2 \cdot \frac{\sum_j N_j^{(i)}}{B_m \cdot 3 \cdot \left(\frac{L_m}{2} - e^{(i)} \right)};$$

In entrambi i casi bisogna verificare che tale tensione non superi il valore nominale di riferimento 2 kg/cm^2 .

- in caso negativo, bisogna aumentare le dimensioni della base d'impronta della fondazione;

- in caso affermativo si può procedere come esposto nel seguito per il dimensionamento della fondazione, il calcolo delle armature e la verifica a flessione e taglio. Si ribadisce che in questa sede non viene effettuata una verifica a carico limite del complesso fondazione-terreno che sarà oggetto dei corsi dedicati alla Meccanica delle Terre.

L'area di impronta così calcolata è in realtà quella che si riferisce allo strato di magrone; supponendo che il magrone sporga per 5 cm per lato si conclude che la base b è pari a 130 cm. Si completa il progetto della sezione assumendo uno spessore dell'anima pari a 70 cm, un'altezza totale h della trave pari a 100 cm, e un'altezza dell'anima pari a 40 cm.

Nel prosieguo si tratterà la fondazione adottando un modello di trave rigida su suolo elastico; le caratteristiche geometriche dell'area di impronta sono le seguenti:

$$A = bl = 161000 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bl^3}{12} = 17.743.541.667 \text{ cm}^4$$

Nel caso di centro di pressione interno al nocciolo d'inerzia, valgono le seguenti formule per la distribuzione delle reazioni del terreno:

$$\sigma_{\max,t} = \frac{N}{bl} + \frac{N \cdot e}{bl^2 / 6}$$

$$\sigma_{\min,t} = \frac{N}{bl} - \frac{N \cdot e}{bl^2 / 6}$$

Ottenuta la distribuzione delle reazioni del terreno è possibile ottenere i diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione e da qui procedere alla progettazione delle armature. Si ricorda che, così come per il telaio, sono state valutate le sollecitazioni insorte per tutti e tre gli schemi di carico, e dall'involuppo dei diagrammi si è ottenuta al solito la condizione complessivamente più gravosa, e quindi da prendere a base del progetto. Non si ritiene opportuno illustrare i risultati forniti da ciascuno schema, per il quale si rimanda alle tavole allegate.

5.2 Progetto delle armature a flessione

Per il progetto delle armature a flessione valgono esattamente le stesse considerazioni e le stesse formule già viste con riferimento alle travi del telaio. Si riporta pertanto la seguente tabella, nella quale figurano i massimi momenti sollecitanti la sezione, le armature derivanti dal calcolo, le armature disposte effettivamente:

Sezione	M max [tm]	M min [tm]	As sup. [cm ²]	As inf. [cm ²]	Ferri superiori	Ferri inferiori	As sup. [cm ²]	As inf. [cm ²]	Mres.+ [tm]	Mres.- [tm]
1	13.42	6.47	2.10	4.30	2φ20	2φ20	6.28	6.28	19.50	19.62
1,2	10.15	29.39	9.40	3.20	4φ20	2φ20	12.56	6.28	19.61	38.66
2	60.29	-	-	19.90	2φ20	7φ20	6.28	21.98	66.86	19.59
2,3	-	44.81	14.40	-	5φ20	2φ20	15.70	6.28	19.49	48.55
3	12.56	7.30	2.30	4.00	2φ20	2φ20	6.28	6.28	19.50	19.62

Si rimanda in ogni caso all'allegata distinta delle armature.

5.3 Progetto delle armature a taglio

Così come per la flessione, anche per le armature a taglio si applicano le stesse relazioni già visto a proposito delle travi del telaio; l'unica differenza consiste nel non trascurare il contributo dei meccanismi ausiliari (si veda a questo proposito il § 4.2). Viene riassunto di seguito il calcolo delle staffe nelle sezioni più significative della trave:

Sezione 1		Sezione 2		Sezione 3	
Vd	43.32 t	Vd	69.70 t	Vd	51.97 t
bw	700 mm	bw	700 mm	bw	700 mm
h	1000 mm	h	1000 mm	h	1000 mm
d	965 mm	d	965 mm	d	965 mm
r	1	r	1	r	1
As	628 mm ²	As	2198 Mm ²	As	628 Mm ²

Riccardo Sabatino 463/1 – Progetto di un telaio in c.a. – A.A. 2003/04

ρl	0.0009		ρl	0.0033		ρl	0.0009	
δ	1.00		δ	1.00		δ	1.00	
$1+\cotga$	1		$1+\cotga$	1		$1+\cotga$	1	
Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vcd [t]	Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vcd [t]	Vrd1 [t]	Vrd2 [t]	Vcd [t]
17.80	262.84	40.81	19.77	262.84	40.81	17.80	262.84	40.81
	0.5Vd			0.5Vd				
Vsd-Vd [t]	[t]	Vsd [t]	Vsd-Vd [t]	[t]	Vsd [t]	Vsd-Vd [t]	0.5Vd [t]	Vsd [t]
2.51	21.66	21.66	28.89	34.85	34.85	11.16	25.99	25.99

Staffe			Staffe			Staffe		
nb	2		nb	2		nb	2	
Ast [$\phi 8$]	50	mmq	Ast [$\phi 8$]	50	mmq	Ast [$\phi 8$]	50	mmq
fsd	330.4	N/mm q	fsd	330.4	N/mm q	fsd	330.4	N/mm q
passo	13.25	cm	passo	8.23	cm	passo	11.04	cm
Ast minima	8.4475	cmq/m	Ast minima	8.4475	cmq/m	Ast minima	8.4475	cmq/m
passo minimo	11.84	cm	passo minimo	11.84	cm	passo minimo	11.84	cm
passo effettivo	11	cm	passo effettivo	8	cm	passo effettivo	11	cm
A st effettiva	9.091	cmq/m	A st effettiva	12.500	cmq/m	A st effettiva	9.091	cmq/m