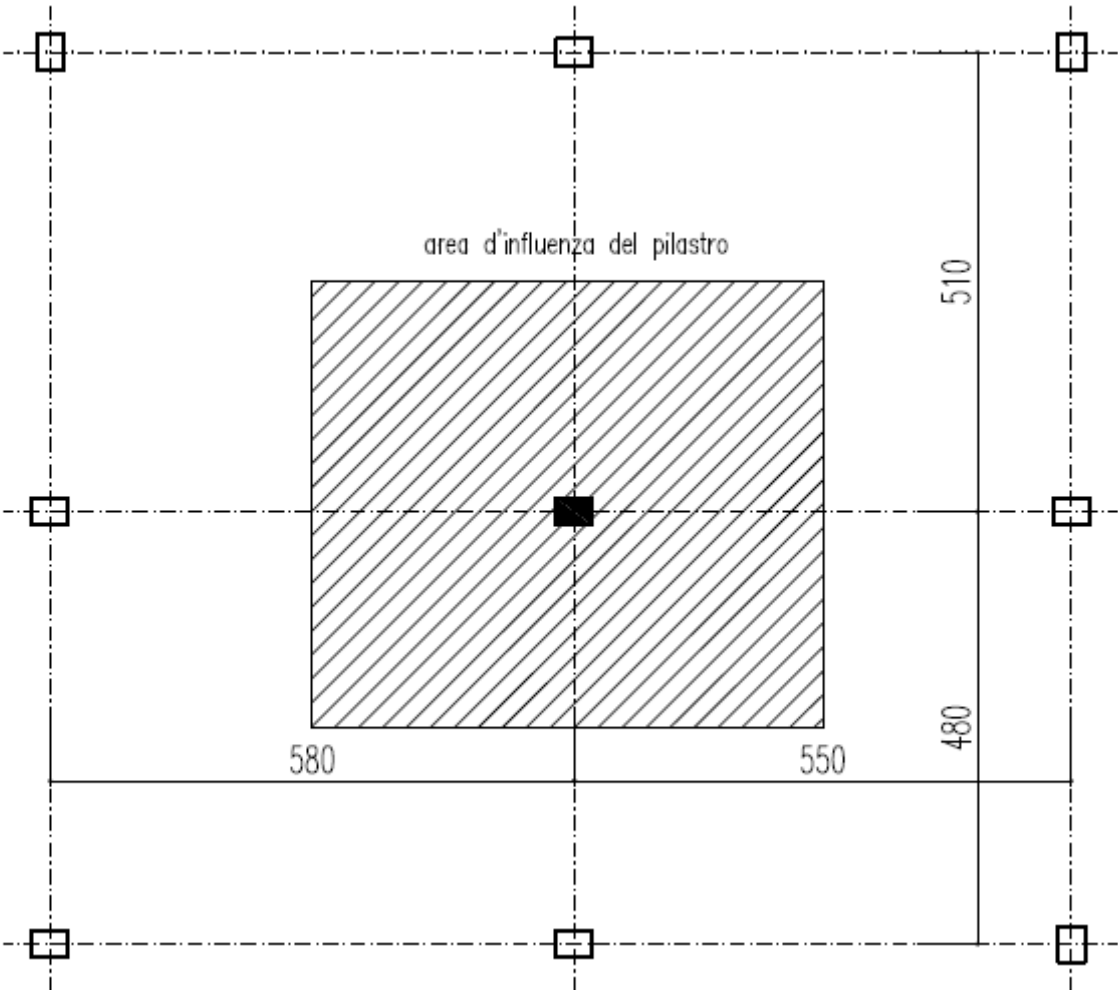


Schema planimetrico delle carpenteria.



Riferimenti normativi

Decreto Ministeriale 14 febbraio 1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

3.1.3. TENSIONI NORMALI DI COMPRESSIONE AMMISSIBILI NEL CONGLOMERATO.

Tenute presenti le prescrizioni contenute nel punto 5.2.1., le tensioni ammissibili $\bar{\sigma}_c$, vengono definite in base alla formula sotto indicata, con riferimento alla resistenza caratteristica a 28 giorni R_{ck} , tenuto anche presente quanto disposto nel punto 1 dell'Allegato 2.

$$\bar{\sigma}_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \left[\bar{\sigma}_c = 60 + \frac{R_{ck} - 150}{4} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \right]$$

I valori di $\bar{\sigma}_c$ sopraindicati valgono per travi, solette e pilastri soggetti a flessione o pressoflessione.

.....

Per pilastri calcolati a compressione semplice la tensione ammissibile assume il valore ridotto:

$$\begin{aligned} \bar{\bar{\sigma}}_c &= 0,7 [1 - 0,03 (25 - s)] \bar{\sigma}_c && \text{per } s < 25 \text{ cm;} \\ \bar{\bar{\sigma}}_c &= 0,7 \bar{\sigma}_c && \text{per } s \geq 25 \text{ cm;} \end{aligned}$$

con s dimensione trasversale minima della sezione.

Nella sollecitazione di pressoflessione la tensione media dell'intera sezione non deve superare la tensione ammissibile per compressione semplice.

5.3.4. PILASTRI.

Nei pilastri soggetti a compressione centrata od eccentrica deve essere disposta un'armatura longitudinale di sezione non minore dello 0,8% della sezione di conglomerato strettamente necessaria per carico assiale, e compresa fra lo 0,3% e il 6% della sezione effettiva. Quest'ultima limitazione sale al 10% della sezione effettiva nei tratti di giunzione per ricoprimento. In ogni caso il numero minimo di barre longitudinali è quattro per i pilastri a sezione rettangolare o quadrata e sei per quelli a sezione circolare.

Il diametro delle barre longitudinali non deve essere minore di 12 mm.

Deve essere sempre prevista una staffatura posta ad interasse non maggiore di 15 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 25 cm.

Le staffe devono essere chiuse e conformate in modo da contrastare efficacemente, lavorando a trazione, gli spostamenti delle barre longitudinali verso l'esterno.

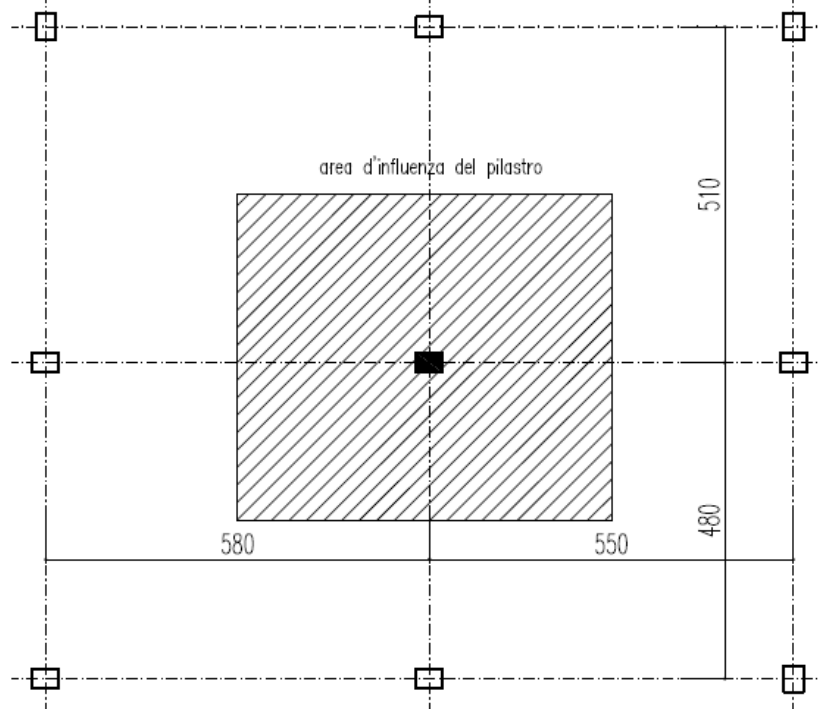
Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali.

Stima del carico di esercizio.

Nell'ipotesi che si tratti di semplice copertura, si assume, a vantaggio di stabilità un carico unitario (permanenti + accidentali) pari a $1000 \text{ kg/mq} = 1 \text{ t/mq} = 1000 \text{ dN/mq} = 10 \text{ kN/mq}$

Con riferimento alla planimetria schematica, la colonna esaminata sottende un'area $L_x \times L_y$ pari a:

$$L_x = (L_1 + L_2) / 2 = (5.80 + 5.50) / 2 = 5.65 \text{ m} \quad \text{e} \quad L_y = (L_3 + L_4) / 2 = (4.80 + 5.10) / 2 = 5.95 \text{ m}$$



Per tenere conto che le travi sostenute dalla colonna, secondo entrambe le direzioni, sono continue, si adottano, a vantaggio di statica, dei coefficienti correttivi K_x e K_y , che nel caso in questione si adottano pari a 1.2. Pertanto l'area d'influenza effettiva sulla colonna è pari a:

$$S_{\text{pil}} = L_x \times K_x \times L_y \times K_y = 5.65 \times 1.2 \times 5.95 \times 1.2 = 6.78 \times 7.14 = 48.41 \text{ mq}$$

Ed il corrispondente sforzo normale di progetto:

$$N_{\text{pil}} = 1000 \times 48.41 = 48410 \text{ kg arrotondato a } 50 \text{ t} = 50000 \text{ kg} = 50000 \text{ dN} = 50 \text{ KN}$$

Progetto della colonna sottoposta a sforzo normale centrato.

Nell'ipotesi d'impiego di un calcestruzzo della classe C25/30, corrispondente alla vecchia denominazione di $R_{ck} 250 \text{ kg/cm}^2$, la tensione ammissibile a flessione e pressoflessione (vedi punto 3.1.3) è pari a:

$$\left[\bar{\sigma}_c = 60 + \frac{R_{ck} - 150}{4} \quad (\text{kgf/cm}^2) \right] = 85 \text{ kg/cm}^2$$

E quella sforzo normale centrato, per spessori superiori a 25 cm è pari a:

$$\bar{\bar{\sigma}}_c = 0,7 \bar{\sigma}_c \quad \text{per } s \geq 25 \text{ cm};$$

e pertanto la tensione ammissibile da considerare è pari a $85 \times 0.70 = 59.5 \text{ kg/cm}^2$

L'area di calcestruzzo strettamente necessaria è pertanto pari a $N / \sigma_{c\text{ amm}} = 50000 / 59.5 = 840 \text{ cmq}$

Pertanto basterebbe anche un pilastro 30x30.

Per tenere conto degli effetti sismici, non considerati, si sono viceversa assunti pilastri di maggiore sezione 40x30, distribuiti con la maggiore dimensione in entrambe le direzioni, cioè alcuni con il lato maggiore secondo x e i rimanenti secondo y.

Avendo adottato una sezione di $30 \times 40 = 1200 \text{ cmq}$, superiore a quella strettamente necessaria (840 cmq) non occorre armatura aggiuntiva per aumentare la resistenza del calcestruzzo.

Occorre rispettare i limiti imposti dalla normativa e cioè che l'armatura longitudinale abbia sezione non minore dello 0,8% della sezione di conglomerato strettamente necessaria per carico assiale, e compresa fra lo 0,3% e il 6% della sezione effettiva (vedi 5.3.4). Quindi :

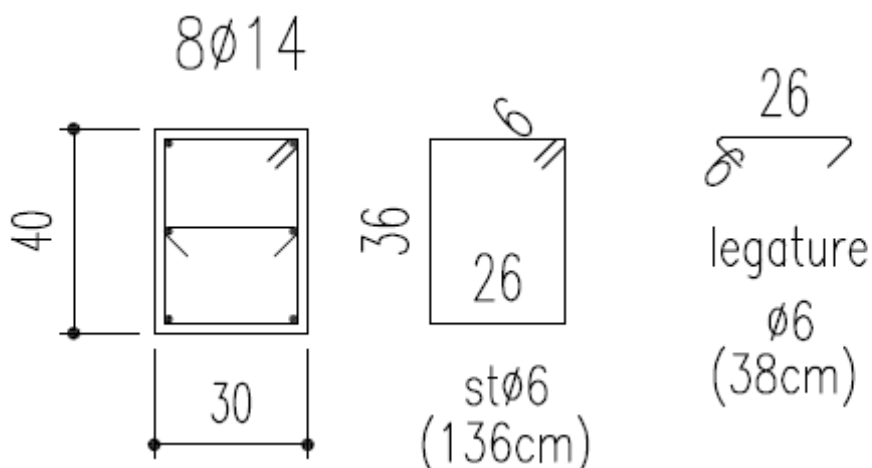
$A_{f\text{ statico}}$	$\geq 840 \times 0.008 =$	6.72 cmq
$A_{f\text{ tecnologico}}$	$\geq 30 \times 40 \times 0.003 =$	3.60 cmq

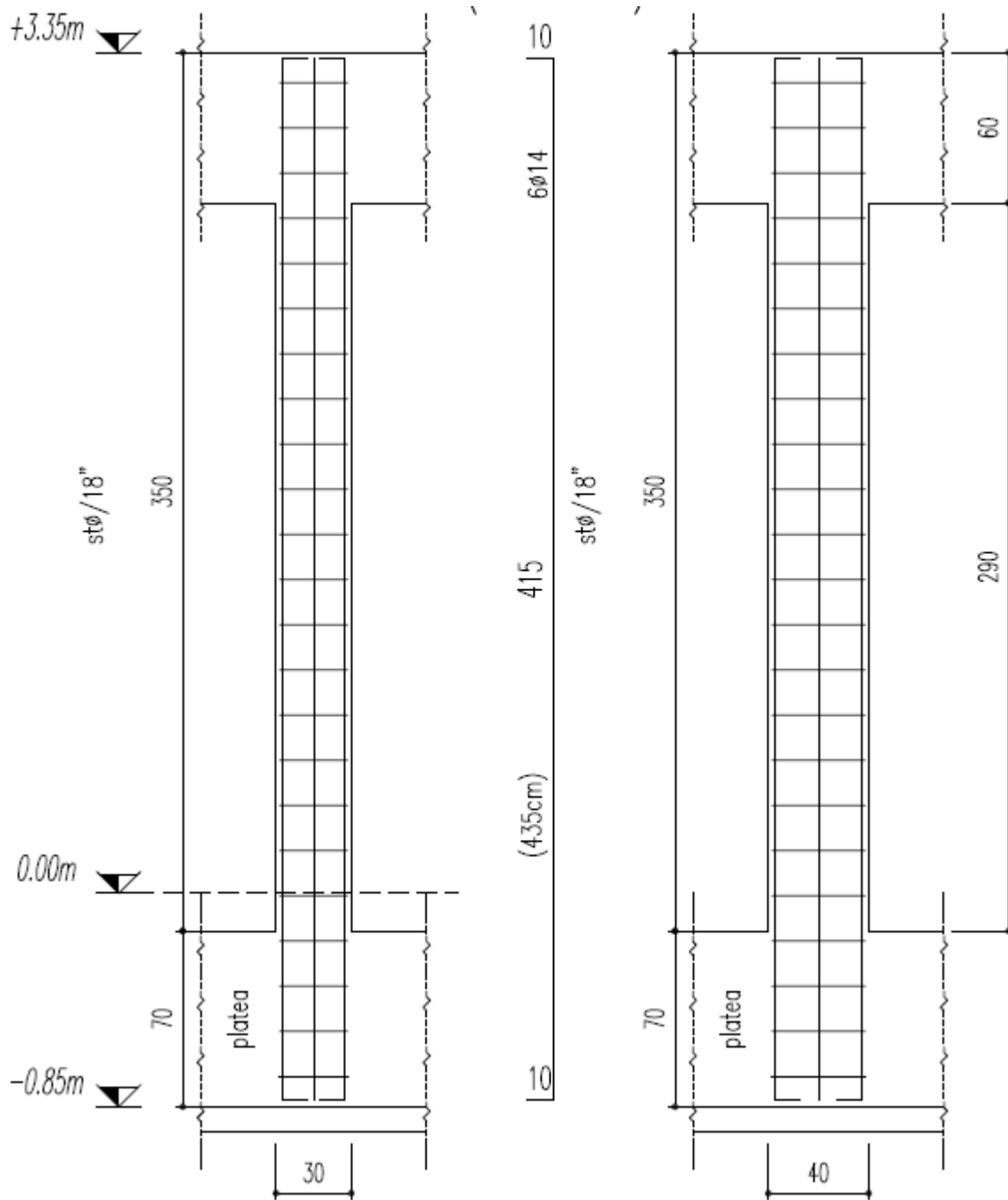
Volendo inoltre avere armature non distanti oltre 25 cm nel piano della sezione, si utilizzano 6 barre da 12 mm, corrispondenti a $6 \times 1.13 = 6.78 \text{ cmq} > 6.72 \text{ cmq}$

Secondo norma il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali; inoltre il diametro delle barre longitudinali non deve essere minore di 12 mm (pertanto la scelta del $\phi 12$ è corretta) e deve essere sempre prevista una staffatura posta ad interasse non maggiore di 15 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 25 cm.

Adottando staffe da 6 ($D_{\text{long}} = 12 \text{ mm}$; $D_{\text{staffa}} > D_{\text{long}}/4 = 12/4 = 3 \text{ mm}$, con minimo $\phi 6$) il passo massimo della staffe non deve superare 15 volte $D_{\text{long}} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$.

In sintesi : nella sezioni si dispongono 6 $\phi 12$ e staffe $\phi 6/18 \text{ cm}$





Verifica della colonna sottoposta a sforzo normale centrato.

L'area ideale della sezione resistente

$$A_{id} = B \times H + n \times A_f = 30 \times 40 + 15 \times 1.13 \times 6 = 1200 + 101.70 = 1301.70 \text{ cm}^2$$

La verifica :

$$\sigma_{c id} = N / A_{id} = 50000 / 1301.70 = 38.41 < 59.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ è pertanto ampiamente soddisfatta}$$

Computo metrico della colonna in calcestruzzo.

Con riferimento ai particolari costruttivi di cui sopra, le voci delle categorie di lavoro richiamate sono le seguenti:

Calcestruzzo in opera di classe C25/30, da applicare al volume della colonna al netto della fondazione e della trave, cioè $0.30 \times 0.40 \times 2.90 = 0.350$ mc;

casseforme per strutture in elevazione, da applicare alla superficie laterale verticale del pilastro, considerando cioè che il cassero avrà quattro lati (0.30×2.90 e 0.40×2.90), poggiato sulla fondazione e che superiormente verrà gettata la trave;

Acciaio in barre, per le armature longitudinali e le staffe; le n.6 barre longitudinali da 12 mm sono lunghe $415 + 10 + 10$, dovendosi ancorare nella fondazione e nella trave, con squadretto da 10 cm; la singola staffa sviluppa $(26 + 36 + 6) \times 2 = 136$ cm; lungo i 415 cm, con passo 18 vi sono 23 staffe; le legature, per impedire spostamenti delle barre intermedie sono ϕ 6 mm, sviluppano 38 cm e si dispongono a staffe alterne, quindi in numero di 12; staffe e legature devono avere uno squadretto di ancoraggio di 135° , ($90^\circ + 45^\circ$) di lunghezza pari a $10\phi_{st}$ cioè $10 \times 0.6 = 6$ cm.

Per il peso delle barre, tenuto conto che l'acciaio pesa 7850 kg/mc, si ha:

$$\begin{aligned} \phi 12 : \text{ peso } \phi 12 &= \pi \times R^2 \times l \times \rho = 3.14 \times 0.006^2 \times 1 \times 7850 = 0.89 \text{ kg/ml} \\ \phi 6 : \text{ peso } \phi 6 &= \pi \times R^2 \times l \times \rho = 3.14 \times 0.003^2 \times 1 \times 7850 = 0.22 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

Libretto dei ferri

Si tratta di elencare lo sviluppo delle armature computate, seguendo i particolari costruttivi:

Armature longitudinali $\phi 12$:	$L = 415 + 10 + 10 =$	4.35 m	n.6
Staffe $\phi 6$:	$L = (26 + 36 + 6) \times 2 =$	1.36 m	n.23
Legature $\phi 6$:	$L = 26 + 6 + 6 =$	0.38m	n.12

Riferimento alla tariffa

A titolo di riferimento, ai fini estimativi, si possono impiegare le seguenti voci della tariffa 2013:

E.03.10.30.a Classe di resistenza C25/30	189,34 €/ mc (circa 130 €/mc)
E.03.30.10.b Cassa forme per strutture in elevazione	27,99 € /mq (circa 30 €/mq)
E.03.40.10.a Acciaio per cemento armato B450C in barre	1,38 €/kg (circa 1.5 €/kg)

Sviluppo del computo

voce	Categorie di lavori : voce di elenco dei prezzi, di tariffa e descrizione sintetica	n°	dimensioni			quantità parziale		quantità totale		prezzo	prezzo
			lung.	largh.	altezza	unità	valore	unità	valore	unitario €	totale €
1	Calcestruzzo classe C20/30 E.03.10.30.a	1	0,30	0,40	2,90	mc	0,35	mc	0,35	130,00	45,24
2	Casseforme strutture elevazione E.03.30.10.b	2		0,30	2,90	mq	1,74				
		2		0,40	2,90	mq	2,32	mq	4,06	30,00	121,80
3	Acciaio per cemento armato B450C E.03.40.10.a						4,06				
	<i>barre longitudinali 12 mm</i>	6		4,35	0,89	kg	23,23				
	<i>staffe 6 mm</i>	23		1,36	0,22	kg	6,88	kg	31,11	1,50	46,67
	<i>legature 6 mm</i>	12		0,38	0,22	kg	1,00				
							31,11				
totale										213,71	