Franco Angotti, Matteo Guiglia, Piero Marro, Maurizio Orlando
Progetto delle Strutture in Calcestruzzo Armato
con l'Eurocodice 2 e le Norme Tecniche NTC 2018

Esempi svolti relativi al capitolo 7

Stato limite ultimo per flessione semplice e composta

7.1 Esempi di applicazione per sezione rettangolare in flessione semplice retta (7.6.1.1.1 e 7.6.2)

Negli esempi che seguono l'acciaio è B450C con f_{yk} = 450 N/mm^2 e f_{yd} = 391 N/mm^2.

Gli esempi sono svolti secondo le regole dell'EC2; in taluni casi anche secondo quelle delle NTC.

Prospetto A7.1 Valori di k_{lim}, ω_{lim} e μ_{lim} in funzione di f_{ck}. (Prospetto 7.13 del cap. 7)

f_{ck} (N/mm^2)	k_{lim}	ω_{lim}	μ_{lim}
≤ 50	0,513	0,513	0,381
55	0,483	0,471	0,357
60	0,463	0,394	0,312
70	0,434	0,391	0,306
80	0,413	0,351	0,278
90	0,400	0,320	0,256

7.1.1 Esempio 7.1.1 – Flessione, calcolo delle armature

Dati (fig. A7.1)
Sezione: b = 300 mm; h = 550 mm; d = 500 mm
Calcestruzzo: C25/30; f_{cd} = 14,16 N/mm^2
M_{Ed} = 200 kNm = 200 · 10^6 Nmm
Preliminarmente si calcola M_{lim}
Dal Prospetto 7.9: μ_{lim} = 0,380, da cui $M_{lim} = 0{,}380 \cdot 300 \cdot 500^2 \cdot 14{,}16 = 403$ kNm

7.1.1.1 Procedimento dimensionale

Diagramma parabola rettangolo:

β_1 = 0,8095; β_2 = 0,4160 (Prospetto 7.1)

Riferimento alle formule introdotte nel paragrafo 7.6.1

Asse neutro con la (7.25)

$$x = \frac{500}{2 \cdot 0{,}416}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 200 \cdot 10^6 \cdot 0{,}416}{0{,}8095 \cdot 300 \cdot 500^2 \cdot 14{,}16}}\right] = 130{,}5\,\text{mm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{130{,}5}{500} = 0{,}261 < \left(\frac{x}{d}\right)_{lim} = 0{,}64$$

$$A_s = \frac{300 \cdot 130{,}5 \cdot 0{,}8095 \cdot 14{,}16}{391} = 1148\,\text{mm}^2 \quad (3\phi 22)$$

Diagramma bilineare

β_1 = 0,750; β_2 = 0,3888 (prospetto 7.2)

Asse neutro:

$$x = \frac{500}{2 \cdot 0{,}3888}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 200 \cdot 10^6 \cdot 0{,}3888}{0{,}75 \cdot 300 \cdot 500^2 \cdot 14{,}16}}\right] = 141{,}0\,\text{mm}$$

$$A_s = \frac{300 \cdot 141 \cdot 0{,}75 \cdot 14{,}10}{391} = 1144\,\text{mm}^2$$

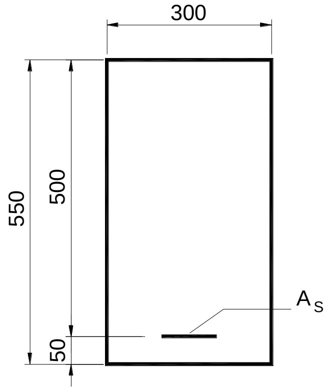

Figura A7.1 Flessione – Esempio 7.1.1: sezione e posizione dell'armatura.

7.1.1.2 *Con notazioni adimensionali e diagramma parabola-rettangolo*

Con la (7.21) e la (7.26) risulta:

$$\mu = \frac{200 \cdot 10^6}{300 \cdot 500^2 \cdot 14{,}16} = 0{,}1883$$

$$\xi = \frac{1}{2 \cdot 0{,}416}\left[1 - \sqrt{1 - 4 \cdot 0{,}1883 \cdot \frac{0{,}4160}{0{,}8095}}\right] = 0{,}261$$

Con la (7.23):

$\omega = 0{,}8095 \cdot 0{,}261 = 0{,}2113$, da cui:

$$A_s = 0{,}2113 \cdot 300 \cdot 500 \cdot \frac{14{,}16}{391} = 1148\,\text{mm}^2$$

7.1.1.3 *Con notazioni adimensionali e diagramma rettangolare delle tensioni*

Essendo f_{ck}=25 N/mm^2, risulta η = 1 e λ = 0,80.
Noto dal calcolo sopra riportato μ = 0,1883, risulta con la (7.46):

$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}1883} = 0{,}2104$ e quindi k = 0,2104

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{y}{\lambda d} = \frac{k}{\lambda} = \frac{0{,}2104}{0{,}8} = 0{,}2631$$

Tali valori coincidono con quelli del punto precedente.

7.1.1.4 Con notazioni adimensionali e impiego della Tabella U1 (Appendice)

Si entra con μ = 0,19 (in lieve eccesso). Risulta: ω = 0,2134; ξ = 0,2636

Risulta quindi: $A_s = \dfrac{\omega b d f_{cd}}{f_{yd}} = \dfrac{0{,}2134 \cdot 300 \cdot 500 \cdot 14{,}16}{391} = 1159 \text{ mm}^2$

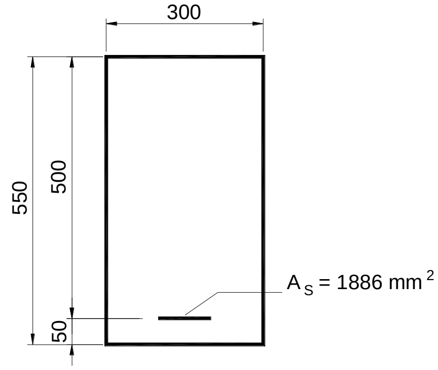

Figura A7.2 Flessione – Esempio 7.1.2: sezione e armatura.

7.1.2 Esempio 7.1.2 – Flessione, calcolo del momento resistente

Dati (fig. A7.2)
Sezione: b = 300 mm; h = 550 mm; d = 500 mm; A_s = 1886 mm^2 (6ϕ20 mm)
Calcestruzzo: C30/37; f_{cd} = 17 N/mm^2.

7.1.2.1 Procedimento con notazioni dimensionali - diagramma parabola-rettangolo (β_1=0,8095, β_2=0,4160)

Essendo noto A_s. imponendo Fc=Fs, ossia

$$\beta_1 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} = A_s \cdot f_{yd}$$

da questa si ricava x e per la (7.19) M_{Rd}.

Asse neutro

$$x = \frac{1886 \cdot 391}{300 \cdot 0{,}8095 \cdot 17} = 178{,}6 \text{ mm} \quad \left(\frac{x}{d} = 0{,}357 < 0{,}64\right)$$

$$M_{Rd} = 300 \cdot 178{,}6 \cdot 0{,}8095 \cdot 17 \cdot (500 - 0{,}4160 \cdot 178{,}6) = 313{,}9 \text{ kNm}$$

7.1.2.2 Con notazioni adimensionali e impiego della Tabella U1 (Appendice)

$$\omega = \frac{1886 \cdot 391}{300 \cdot 500 \cdot 17} = 0{,}289$$ a cui corrisponde, per interpolazione, $\mu = 0{,}245$

Risulta:

$$M_{Rd} = 0{,}245 \cdot 300 \cdot 500^2 \cdot 17 = 312{,}3 \text{ kNm}$$

7.1.2.3 Con notazioni adimensionali e diagramma rettangolare delle tensioni (η =1 essendo f_{ck} < 50 N/mm^2)

Essendo:

$$\omega = (k)\eta = \eta \frac{y}{d} = \eta \frac{\lambda x}{d}$$

Con λ=0.80 (dal Prospetto 7.12) e dal punto precedente ω = 0,289, risulta:

$$\xi = \frac{0,289}{0,8} = 0,361$$

$\mu = 0,289\left(1 - \frac{0,289}{2}\right) = 0,247$, valore analogo a quello ottenuto al punto precedente.

7.1.3 Esempio 7.1.3 – Flessione, calcolo delle armature

Dati (fig. A7.3)

Sezione: b = 300 mm; h = 550 mm; d = 500 mm

Calcestruzzo: C70/85; f_{cd} = 39,66 N/mm^2.

M_{Ed} = 500 kNm

Preliminarmente si calcola M_{lim}

Dal Prospetto 7.9: μ_{lim} = 0,292, da cui $M_{lim} = 0,292 \cdot 300 \cdot 500^2 \cdot 39,66 = 868\,kNm$, quindi essendo $M_{Ed}<M_{lim}$ non occorre un'armatura complessa.

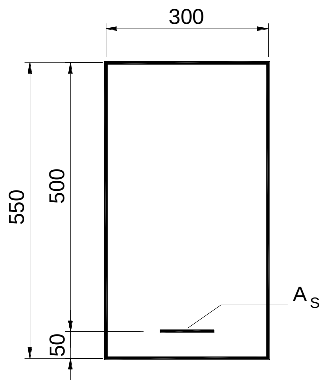

Figura A7.3 Flessione – Esempio 7.1.3: sezione e posizione dell'armatura.

7.1.3.1 Con notazioni dimensionali – diagramma parabola generalizzata-rettangolo (β1 = 0,6372; β2 = 0,3620)

Asse neutro

$$x = \frac{500}{2 \cdot 0,362}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 500 \cdot 10^6 \cdot 0,362}{0,637 \cdot 300 \cdot 500^2 \cdot 39,66}}\right] = 147,7 \text{ mm}$$

$\frac{x}{d} = \frac{147{,}7}{500} = 0{,}295 < \frac{x_{\lim}}{d} = 0{,}58$, e con la (7.26):

$$A_s = \frac{bx\beta_1 f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{300 \cdot 147{,}7 \cdot 0{,}637 \cdot 39{,}66}{391} = 2864\,\text{mm}^2$$

7.1.3.2 *Con notazioni adimensionali – diagramma parabola generalizzata-rettangolo*

$$\mu = \frac{500 \cdot 10^6}{300 \cdot 500^2 \cdot 39{,}66} = 0{,}1681$$

e con la (7.26) $\xi = \frac{1}{2 \cdot 0{,}362}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 0{,}1681 \cdot 0{,}362}{0{,}637}}\right] = 0{,}295$

$$\omega = \beta_1 \xi = 0{,}637 \cdot 0{,}295 = 0{,}1882$$

$$A_s = 0{,}1882 \cdot 300 \cdot 500 \cdot \frac{39{,}66}{391} = 2864 \text{ mm}^2$$

7.1.3.3 *Con notazioni adimensionali e impiego della Tabella U3 (Appendice)*

Essendo μ = 0,1681, la tabella, per interpolazione, fornisce:

ω = 0,1780+ 0,8. 0,0127 = 0,1882

$$A_s = 0{,}1882 \cdot 300 \cdot 500 \frac{39{,}66}{391} = 2864 \text{ mm}^2$$

7.1.3.4 *Secondo NTC con legge parabola – rettangolo*

Dal prospetto 7.3:

β_1 = 0,7037; β_2 = 0,3830

Risulta:

$$x = \frac{500}{2 \cdot 0{,}3830}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 500 \cdot 10^6 \cdot 0{,}3830}{0{,}7037 \cdot 300 \cdot 500^2 \cdot 39{,}66}}\right] = 133{,}0\,\text{mm}$$

E imponendo Fc=Fs risulta:

$$A_s = \frac{b_x f_{cd} \beta_1}{f_{yd}} = \frac{300 \cdot 133 \cdot 0{,}7037 \cdot 39{,}66}{391} = 2848\ mm^2$$

7.1.3.5 *Con notazioni adimensionali e diagramma delle tensioni rettangolare*

Coefficienti relativi a f_{ck} = 70 N/mm^2: λ = 0,75; η = 0,90

$$\mu = \frac{500 \cdot 10^6}{300 \cdot 500^2 \cdot 39{,}66} = 0{,}1681$$

con la (7.45)

$$\omega = \eta - \sqrt{\eta^2 - 2\mu\eta} = 0{,}90 - \sqrt{0{,}90^2 - 2 \cdot 0{,}1681 \cdot 0{,}90} = 0{,}1877$$

$$A_s = 0{,}1877 \cdot 300 \cdot 500 \cdot \frac{39{,}66}{391} = 2855 \ \text{mm}^2$$

7.1.4 Esempio 7.1.4 – Flessione, progetto delle armature

Dati
Sezione: b = 300 mm; h = 550 mm; d = 500 mm (fig. A7.4)
Calcestruzzo: C25/30; f_{cd} = 14,16 N/mm²
M_{Ed} = 450 kNm

7.1.4.1 Con notazioni dimensionali – diagramma parabola-rettangolo (β_1 = 0,8095, β_2 = 0,4160)

Asse neutro; con la (7.25) su ottiene:

$$x = \frac{500}{2 \cdot 0{,}416}\left[1-\sqrt{1-\frac{4 \cdot 450 \cdot 10^6 \cdot 0{,}416}{0{,}8095 \cdot 300 \cdot 500^2 \cdot 14{,}16}}\right] = 385\,\text{mm}$$

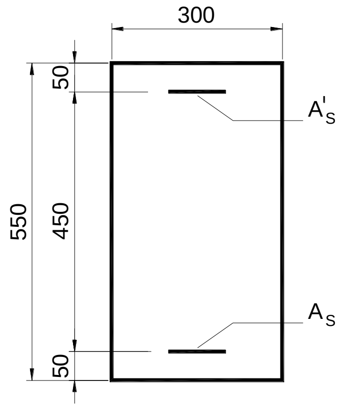

Figura A7.4 Flessione – Esempio 7.1.4: sezione e posizione dell'armatura.

$$\frac{x}{d} = \frac{385}{500} = 0{,}77 > (\frac{x}{d})_{\lim} = 0{,}64 : \text{occorrono armature compresse}$$

Il valore limite di x è:

$$x_{\lim} = 0{,}64 \cdot 500 = 320 \text{ mm}$$

Il momento limite vale:

$$M_{\lim} = 300 \cdot 320 \cdot 0{,}8095 \cdot 14{,}16 \cdot (500 - 0{,}416 \cdot 320) = 404 \text{ kNm}$$

e l'armatura tesa corrispondente

$$A_s = \frac{300 \cdot 320 \cdot 0{,}8095 \cdot 14{,}16}{391} = 2814\,\text{mm}^2$$

Il momento complementare da assorbire con armature A'_s tese e compresse vale:

$$\Delta M = M_{Ed} - M_{\lim} = 450 - 404 = 46 \text{ kNm}$$

Essendo le armature distanti fra loro 450 mm risulta:

$$A'_s = \frac{46 \cdot 10^6}{391 \cdot 450} = 261 \text{ mm}^2$$

In definitiva:

$A_s = 2814 + 261 = 3075 \text{ mm}^2$

$A'_s = 261 \text{ mm}^2$

7.1.4.2 Con notazioni adimensionali

Dal prospetto 7.9 si deduce:

$$\mu_{\lim} = 0{,}38$$

$$\mu = \frac{450 \cdot 10^6}{300 \cdot 500^2 \cdot 14{,}16} = 0{,}424 > 0{,}38 \text{ e quindi } \Delta\mu = 0{,}044$$

Dal Prospetto 7.9, a $\mu_{\lim} = 0{,}38$ corrisponde $\omega_{\lim} = 0{,}519$

$$\omega' = \frac{\Delta\mu}{(1 - \delta')} = \frac{0{,}044}{(1 - 0{,}1)} = 0{,}049$$

Risulta pertanto:

$$\omega = 0{,}519 + 0{,}049 = 0{,}568$$

$$\omega' = 0{,}049$$

L'armatura tesa corrispondente vale:

$$A_s = \frac{0{,}568 \cdot 300 \cdot 500 \cdot 14{,}16}{391} = 3086 \text{ mm}^2$$

e quella compressa

$$A_s = \frac{0{,}049 \cdot 300 \cdot 500 \cdot 14{,}16}{391} = 266 \text{ mm}^2$$

Facendo ricorso alla Tabella U1, colonna $\omega' / \omega = 0{,}1$, si ottiene:

$\mu = 0{,}424$ che può essere soddisfatto con $\omega = 0{,}552$, $\xi = 0{,}61$

Le armature sono pertanto:

$A_s = 2998 \text{ mm}^2$; $A_s' = 300 \text{ mm}^2$

Come risulta dall'esempio, la soluzione può essere ottenuta con rapporti armatura tesa-armatura compressa poco diversi.

7.2 Esempi di applicazione per sezione rettangolare in presso flessione retta (7.6.1.1.2).

Negli esempi che seguono l'acciaio è B450C con f_{yk} = 450 N/mm^2 e f_{yd} = 391 N/mm^2.

7.2.1 Esempio 7.2.1 – Progetto delle armature

Dati
Sezione rettangolare: b = 300 mm; h = 550 mm; d = 500 mm (fig. A7.5)
Calcestruzzo: C40/50; f_{cd} = 22,66 N/mm^2
N_{Ed} = – 600 kN con eccentricità 1,0 m verso l'alto rispetto al baricentro della sezione di calcestruzzo.

7.2.1.1 Soluzione in termini dimensionali - diagramma parabola-rettangolo (β_1 = 0,8095, β_2 = 0,4160)

Si procede applicando quanto esposto ai punti 7.5 e 7.6.1.1.2
La distanza fra il punto di applicazione di N_{Ed} e le armature tese risulta: (e + y_s) = (1000+225)=1225 mm. Risulta pertanto:

Momento rispetto alle armature tese

$$M_{\text{Esd}} = 600 \cdot (1{,}0 + 0{,}225) = 735 \text{ kNm}$$

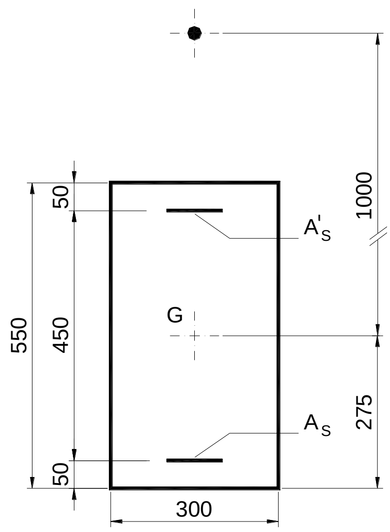

Figura A7.5 Pressoflessione – Esempio 7.2.1: sezione e centro di pressione.

Momento limite per la duttilità (dal prospetto 7.9, μ_{lim} = 0,38; ξ_{lim} = 0,64)

$$M_{\text{lim}} = \mu_{\text{lim}} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0{,}38 \cdot 300 \cdot 500^2 \cdot 22{,}66 = 646 \text{ kNm}$$

$$\Delta M = 735 - 646 = 89 \text{ kNm}$$

$$x_{\lim} = 0{,}64 \cdot 500 = 320 \text{ mm}$$

$$z_{\lim} = d - 0{,}416 \cdot x_{\lim} = 500 - 0{,}416 \cdot 320 = 366{,}8 \text{ mm}$$

Quindi con la (7.30) e la (7.31) si ottiene:

$$A_s = \left(\frac{M_{\lim}}{z_{\lim}} + \frac{\Delta M}{d - d'} + N_{Ed}\right) \cdot \frac{1}{f_{yd}} = \left(\frac{646 \cdot 10^6}{366{,}8} + \frac{89 \cdot 10^6}{(500-50)} - 600 \cdot 10^3\right) \cdot \frac{1}{391} =$$

$$= 3474 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = \frac{89 \cdot 10^6}{(500-50) \cdot 391} = 505 \text{ mm}^2$$

La somma delle armature risulta pari a 3979 mm^2.

7.2.1.2 Procedimento di soluzione in termini adimensionali

Con la (7.32) si ottiene

$$\nu = \frac{600000}{300 \cdot 500 \cdot 22{,}66} = 0{,}1765$$

$\frac{e}{d} = \frac{1225}{500} = 2{,}45$ eccentricità relativa rispetto alle armature tese

Momento ridotto calcolato rispetto alle armature tese:

$$\mu = 0{,}1765 \cdot 2{,}45 = 0{,}4324 > \mu_{\lim} = 0{,}38$$

$$\Delta\mu = 0{,}4324 - 0{,}38 = 0{,}0524$$

Dal prospetto (7.9) con ω'=0, a $\mu_{\lim} = 0{,}38$ corrisponde $\omega_{\lim} = 0{,}519$

Per la coppia di armature: posto $\delta' = \frac{d'}{d} = 0{,}1$, risulta $\omega' = \frac{\Delta\mu}{1-\delta'} = \frac{0{,}052}{0{,}9} = 0{,}058$

Al lembo teso: $\omega = \omega_{\lim} + \omega' - \nu = 0{,}519 + 0{,}058 - 0{,}176 = 0{,}401$

Al lembo compresso: $\omega' = 0{,}058$

Le armature corrispondenti sono

$$A_s = 0{,}401 \cdot 300 \cdot 500 \cdot \frac{22{,}66}{391} = 3483 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 0{,}058 \cdot 300 \cdot 500 \cdot \frac{22{,}66}{391} = 505 \text{ mm}^2$$

7.2.1.3 Soluzione in termini adimensionali con impiego delle Tabelle (Appendice)

Con la Tabella U1 $(\omega' / \omega = 0{,}2)$

Al valore $\mu = 0{,}4324$ sopra calcolato corrisponde, per interpolazione

$$\omega = 0{,}5400\,;\ \omega' = 0{,}108$$

Al lembo teso occorre disporre $\omega = 0{,}5400 - 0{,}1765 = 0{,}3635$, a cui corrispondono 3150 mm^2.

Al lembo compresso: $\omega' = 0{,}108$, a cui corrispondono 937 mm^2.

La somma delle due armature, 4087 mm^2, è praticamente uguale alla somma ottenuta col primo procedimento.

7.2.1.4 Soluzione con diagramma delle tensioni rettangolare (7.6.2)

Momento limite

Dal prospetto 7.13: $\mu_{lim} = 0{,}381$. Quindi $M_{lim} = 0{,}381 \cdot 300 \cdot 500^2 \cdot 22{,}66 = 646$ kNm

Inoltre: $k_{lim} = 0{,}513$

$y_{lim} = 0{,}513 \cdot 500 = 256$ mm

$$z_{lim} = d - \frac{y_{lim}}{2} = 372 \text{ mm}$$

$$A_s = \left(\frac{646 \cdot 10^6}{372} + \frac{89 \cdot 10^6}{(500-50)} - 600 \cdot 10^3 \right) \cdot \frac{1}{391} = 3412 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = \frac{89 \cdot 10^6}{(500-50) \cdot 391} = 505 \text{ mm}^2 .$$

7.2.2 Esempio 7.2.2 – Progetto delle armature

Dati (fig. A7.6)

Sezione rettangolare: $b = 400$ mm; $h = 700$ mm; $d = 650$ mm

Calcestruzzo: C20/25; $f_{cd} = 11{,}33$ N/mm^2.

$N_{Ed} = -700$ kN con eccentricità m 1,0 sul baricentro della sezione

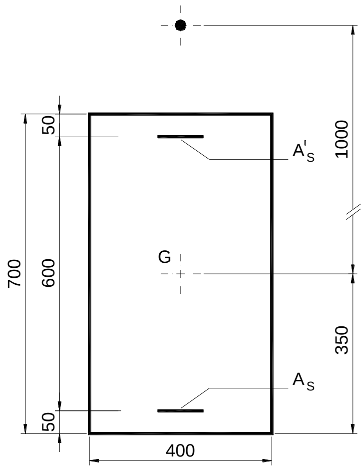

Figura A7.6 Pressoflessione – Esempio 7.2.2: sezione e centro di pressione.

7.2.2.1 *Procedimento di soluzione in termini dimensionali - diagramma parabola-rettangolo ($\beta_1 = 0{,}8095$, $\beta_2 = 0{,}4160$)*

Procedimento analogo a quello adottato nel caso precedente.

Momento rispetto alle armature tese

$$M_{\text{Esd}} = 700 \cdot (1{,}0 + 0{,}30) = 910 \text{ kNm}$$

Momento limite per la duttilità (dal prospetto 7.9, μ_{lim}=0,38; ξ_{lim}=0,64)

$$M_{\text{lim}} = 0{,}38 \cdot 400 \cdot 650^2 \cdot 11{,}33 = 727 \text{ kNm}$$

$$\Delta M = 910 - 727 = 183 \text{ kNm}$$

$$x_{\text{lim}} = 0{,}64 \cdot 650 = 416 \text{ mm}$$

$$z_{\text{lim}} = d - 0{,}416 \cdot x_{\text{lim}} = 650 - 0{,}416 \cdot 416 = 477 \text{ mm}$$

$$A_s = \left(\frac{M_{\text{lim}}}{z_{\text{lim}}} + \frac{\Delta M}{d - d'} + N_{Ed}\right) \cdot \frac{1}{f_{yd}} = \left(\frac{727 \cdot 10^6}{477} + \frac{183 \cdot 10^6}{(650-50)} - 700 \cdot 10^3\right) \cdot \frac{1}{391} = 2888 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = \frac{183 \cdot 10^6}{(650-50) \cdot 391} = 780 \text{ mm}^2$$

7.2.2.2 *Procedimento di soluzione in termini adimensionali - diagramma parabola-rettangolo*

$\nu = \dfrac{700000}{400 \cdot 650 \cdot 11{,}33} = 0{,}238$, eccentricità relativa rispetto alle armature tese

$$\frac{e}{d} = \frac{1300}{650} = 2{,}0$$

$$\mu = 0{,}2376 \cdot 2{,}0 = 0{,}4752 > \mu_{\text{lim}} = 0{,}38$$

$$\Delta\mu = 0{,}4752 - 0{,}38 = 0{,}0952$$

Dalla Tabella U1 ($\omega' = 0$) a $\mu_{\text{lim}} = 0{,}38$ corrisponde $\omega_{\text{lim}} = 0{,}518$

Per la coppia di armature: posto $\delta' = \dfrac{d'}{d}$ = 0,1, risulta $\omega' = \dfrac{\Delta\mu}{1-\delta'} = \dfrac{0{,}0952}{0{,}9} = 0{,}106$

Al lembo teso : $\omega = \omega_{lim} + \omega' - \nu = 0{,}518 + 0{,}106 - 0{,}238 = 0{,}386$

Al lembo compresso: $\omega' = 0{,}106$

Le armature corrispondenti risultano:

$$A_s = 2908 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 797 \text{ mm}^2$$

7.2.2.3 *Procedimento di soluzione tabellare (Appendice)*

Con la Tabella U1 (rapporto prefissato $\omega' / \omega = 0{,}3$)

Al valore $\mu = 0{,}4752$ corrisponde $\omega = 0{,}575; \omega' = 0{,}172$

Al lembo teso occorre disporre $\omega = 0{,}575 - 0{,}238 = 0{,}337$, a cui corrispondono 2538 mm^2.

Al lembo compresso $\omega' = 0{,}172$ a cui corrispondono 1300 mm^2

Si può facilmente verificare che le somme delle armature richieste dai due procedimenti adimensionali sono poco diverse fra loro.

7.2.2.4 Procedimento di soluzione in termini dimensionali – diagramma bilineare

Dal Prospetto 7.2: $\beta_2 = 0{,}3888$
Dal Prospetto 7.10: $\xi_{\lim} = 0{,}641$; $\omega_{\lim} = 0{,}481$; $\mu_{\lim} = 0{,}360$
Risulta, essendo $M_{Esd} = 910$ kNm:

$$M_{\lim} = 0{,}360 \cdot 400 \cdot 650^2 \cdot 11{,}33 = 689 \text{ kNm}$$

$$\Delta M = 910 - 689 = 221 \text{ kNm}$$

$$x_{\lim} = 0{,}641 \cdot 650 = 416 \text{ mm}$$

$$z_{\lim} = d - \beta_2 x_{\lim} = 650 - 0{,}388 \cdot 416 = 488 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{689 \cdot 10^6}{488 \cdot 391} + \frac{221 \cdot 10^6}{600 \cdot 391} - \frac{700 \cdot 10^3}{391} = 3611 + 942 - 1790 = 2763 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 942 \text{ mm}^2$$

7.3 Esempi di applicazione per sezione a T in flessione semplice retta

Negli esempi che seguono l'acciaio è B450C con f_{yk}=450 N/mm^2 e f_{yd}=391 N/mm^2.

7.3.1 Esempio 7.3.1 – Nervatura di solaio soggetta a flessione, calcolo delle armature

Dati (fig. A7.7)
Solaio con nervature ad interasse: 0,50 m.
h = 280 mm; d = 250 mm; h_f = 50 mm; b_w = 100 mm.
Parametri adimensionali: $w = h_f/d = 0{,}20$; $n = b/b_w = 5$.
Calcestruzzo: C25/30; f_{cd} = 14,16 N/mm^2.
Sollecitazione a SLU: M_{Ed} = 60 kNm per una striscia di 1 m.

7.3.1.1 Calcolo con notazioni adimensionali

Il momento ridotto vale:

$$\mu = \frac{60 \cdot 10^6}{1000 \cdot 250^2 \cdot 14{,}16} = 0{,}0678$$

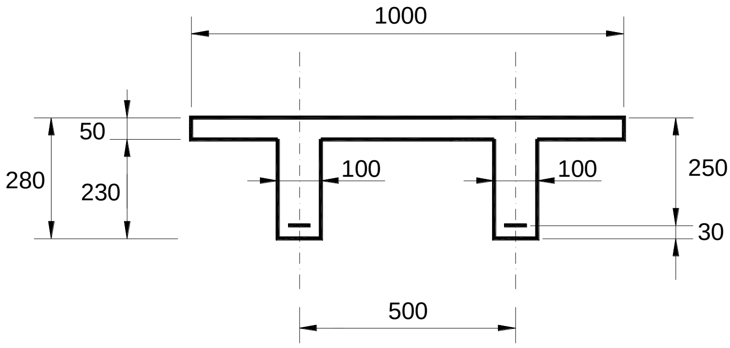

Figura A7.7 Flessione – Esempio 7.3.1: sezione del solaio.

Poiché 0,0678 < μ_1 = 0,18 (prospetto 7.14), la configurazione si trova nel campo 1, ossia l'altezza della zona soggetta a compressione uniforme è minore di h_f.

Dalla (7.44) relativa alla sezione rettangolare si trae:

$k = 1 - \sqrt{1 - \frac{2\mu}{\eta}}$; ed essendo η = 1:

$$k = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}0678} = 0{,}0703$$

La profondità della zona soggetta a compressione uniforme risulta pertanto:

$y = kd = 0{,}0703 \cdot 250 = 18$ mm

$\omega = k = 0{,}0703$. L'armatura necessaria risulta:

$A_s = \frac{0{,}0703 \cdot 1000 \cdot 250 \cdot 14{,}16}{391} = 636$ mm^2 /m, ossia 318 mm^2 per nervatura.

7.3.1.2 Calcolo con il metodo approssimato di cui al punto 7.7.1.2

Con i dati del problema risulta:

$$z = d - \frac{h_f}{2} = 250 - \frac{50}{2} = 225 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{60 \cdot 10^6}{225 \cdot 391} = 682 \text{ mm}^2$$

La verifica della piattabanda è superflua perchè $\mu < \mu_1$

7.3.2 Esempio 7.3.2 – Sezione a T soggetta a flessione, progetto delle armature

Dati

Sezione a T avente i seguenti dati geometrici e meccanici (fig. A7.8)

b = 800 mm; b_w = 200 mm; h = 850 mm; d = 800 mm; h_f = 120 mm.

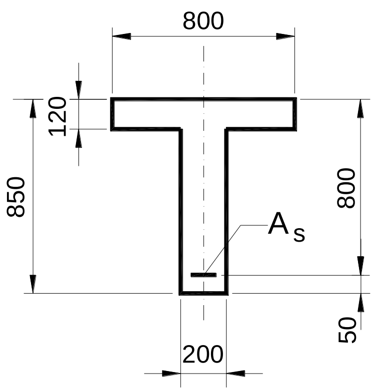

Figura A7.8 Flessione – Esempio 7.3.2: sezione.

$$n = \frac{800}{200} = 4; w = \frac{120}{800} = 0{,}15$$

Calcestruzzo: C16/20; f_{cd} = 9,0 N/mm^2; η = 1; λ = 0,8
Momento sollecitante a SLU: M_{Ed} = 1050 kNm
Preliminarmente si individua il settore in cui ricercare la soluzione:

$$\mu = \frac{800 \cdot 10^6}{800 \cdot 800^2 \cdot 9} = 0{,}1736$$

Essendo w = 0,15 e f_{ck} = 9 N/mm^2, dai prospetti 7.14 e 7.16 risulta:
$0{,}1388 = \mu_1 < 0{,}1736 < \mu_2 = 0{,}1993.$

La soluzione si trova quindi nel settore 2.

7.3.2.1 Trattazione dimensionale

Con la (7.51) risulta:

$$y = 800 - \sqrt{800^2 + \frac{2}{100}\left[(800-200) \cdot 120 \cdot (800-60) - \frac{800 \cdot 10^6}{9}\right]} = 267\ mm$$
$$A_c = 120 \cdot 800 + (267-120) \cdot 200 = 125400\ mm^2$$
$$F_c = 125400 \cdot 9 = 1128000\ N$$

Essendo F_c=F_s viene:

$$A_c = \frac{F_s}{f_{yd}} = \frac{1128000}{391} = 2886\ mm^2$$

7.3.2.2 Calcolo con formule adimensionali

$$\mu = \frac{800 \cdot 10^6}{800 \cdot 800^2 \cdot 9} = 0{,}1736 > \mu_1 = 0{,}1388$$

Con la (7.51) si determina k. Risulta:

$$k = 1 - \sqrt{1 + 2 \cdot (4-1) \cdot (0{,}15 - 0{,}5 \cdot 0{,}15^2) - 2 \cdot \frac{4}{1} \cdot 0{,}1736} = 0{,}334 > 0{,}15$$

quindi con la (7.48)

$$\omega = \left(0{,}15 + \frac{0{,}334 - 0{,}15}{4}\right) = 0{,}1960$$

e, infine:

$$A_s = 0{,}1960 \cdot \frac{800 \cdot 800 \cdot 9}{391} = 2887\ mm^2$$

7.3.2.3 *Calcolo con tabelle (Appendice)*

Il problema può essere risolto rapidamente con la tabella U6.

Essendo n = 4 e w = 0,15, la tabella per μ = 0,17 (in leggero difetto) reca:

ξ=0.39; ω=0.19 .

Da questi si ottiene:

$$x = \xi \cdot d = 0{,}39 \cdot 800 = 312\ mm$$

$$A_s = 0{,}19 \cdot \frac{800 \cdot 800 \cdot 9}{391} = 2800\ mm^2$$

7.3.3 Esempio 7.3.3 – Sezione a T soggetta a flessione, calcolo delle armature

Dati
Sezione a T avente i seguenti dati geometrici e meccanici (fig. A7.9)
b = 400 mm; b_w = 200 mm; h = 900 mm; d = 800 mm; h_f = 120 mm
n = 2; w = 0,15
Calcestruzzo: C60/75; f_{cd} = 34 N/mm^2 ; $\eta = 0{,}95$; $\lambda = 0{,}775$ (prospetto 7.12)

Momento sollecitante a SLU: M_{Ed} = 1200 kNm
Preliminarmente si individua il settore in cui ricercare la soluzione:

$$\mu = \frac{1200 \cdot 10^6}{400 \cdot 800^2 \cdot 34} = 0{,}1378$$

Essendo w = 0,15 e f_{ck} = 60 N/mm^2, dal prospetto 7.14 risulta $\mu > \mu_1 = 0{,}1318$.

La soluzione si trova quindi nel settore 2.

7.3.3.1 *Trattazione dimensionale*

Con la (7.51) risulta:

$$y = 800 - \sqrt{800^2 + \frac{2}{200} \cdot \left[(400-200) \cdot 120 \cdot \left(800 - \frac{120}{2} \right) - \frac{1200 \cdot 10^6}{0{,}95 \cdot 34} \right]} = 132 \text{ mm}$$

x = 132/0,775 = 170 mm

$F_c = [132 \cdot 200 + 200 \cdot 120] \cdot 34 \cdot 0{,}95 = 1628000$ N

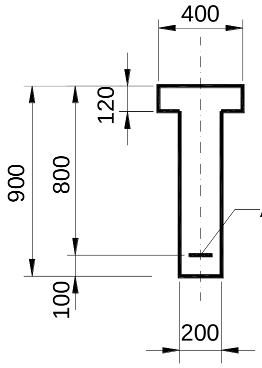

Figura A7.9 Flessione – Esempio 7.3.3: sezione.

$$A_s = \frac{1628000}{391} = 4165 \text{ mm}^2$$

7.3.3.2 Calcolo con formule adimensionali

$$\mu = \frac{1200 \cdot 10^6}{400 \cdot 800^2 \cdot 34} = 0{,}1378$$

con la (7.54)

$$k = 1 - \sqrt{1 + 2 \cdot \left(0{,}15 - \frac{0{,}15^2}{2} \right) - \frac{2 \cdot 2}{0{,}95} \cdot 0{,}1378} = 0{,}165 > 0{,}15$$

con la (7.48)

$$\omega = (0{,}15 + \frac{0{,}165 - 0{,}15}{2}) \cdot 0{,}95 = 0{,}1496$$

$$A_s = 0{,}1496 \cdot \frac{400 \cdot 800 \cdot 34}{391} = 4163 \text{ mm}^2$$

7.3.4 Esempio 7.3.4 – Nervatura di solaio soggetta a flessione, calcolo del momento resistente

Trattasi del problema inverso a quello dell'Esempio 1 (fig. A7.7 del punto 7.3.1).

Dato il solaio avente struttura geometrica identica a quello di quello dell'Esempio 7.3.1, ma calcestruzzo C40/45 e quindi f_{cd} = 22,66 N/mm^2 e dotato di armatura pari a 400 mm^2 in ciascuna nervatura, si vuole determinare il momento resistente M_{Rd}.

Si rammenta che w = 0,2; $\eta = 1; \lambda = 0,8$.

Il rapporto meccanico di armatura vale:

$$\omega = \frac{2 \cdot 400 \cdot 391}{1000 \cdot 250 \cdot 22,66} = 0,0552 < \omega_1 = 0,20 \text{ (prospetto 7.14)}$$

la soluzione si trova quindi nel settore 1.

Dalla (7.43) si ottiene:

$$\mu = 0,0552 \cdot \left(1 - \frac{0,0552}{2}\right) = 0,0537$$

e pertanto il momento resistente vale:

$$M_{Rd} = 0,0537 \cdot 1000 \cdot 250^2 \cdot 22,66 = 76 \text{ kNm}$$

7.3.5 Esempio 7.3.5 – Sezione a T soggetta a flessione, calcolo del momento resistente

Dati
b = 400 mm; h = 900 mm; d = 800 mm
b_w = 200 mm; h_f = 120 mm (fig. A7.10)
$w = 0,15$; $n = \frac{400}{200} = 2$
Calcestruzzo: C30/37; f_{cd} = 17 N/mm^2; armatura A_s = 3180 mm^2 (6ϕ26)

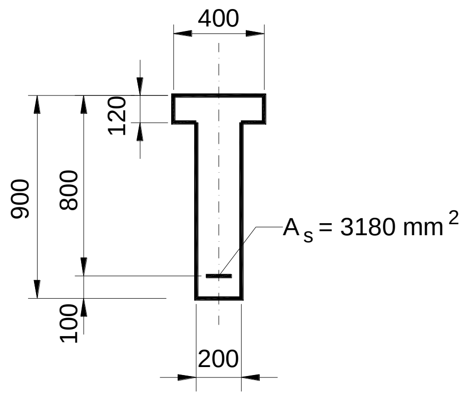

Figura A7.10 Flessione – Esempio 7.3.5: sezione.

Il rapporto meccanico di armatura vale:

$$\omega = \frac{3180 \cdot 391}{400 \cdot 800 \cdot 17} = 0,2286 > \omega_1 = 0,15 \text{ ma anche} < \omega_2 = 0,331 \text{ (cfr. prospetti 7.14}$$

e 7.16)

La soluzione è quindi nel settore 2.

Noto ω , con la (7.48) si determina k:

$$0{,}2286 = \left(0{,}15 + \frac{k - 0{,}15}{2}\right), \text{ da cui } k = 0{,}3072$$

Di conseguenza: $y = 0{,}3072 \cdot 800 = 246$ mm

Con la (7.52) si ottiene:

$$\mu = \frac{1}{2 \cdot 2}\left[2 \cdot 0{,}3072 - 0{,}3072^2 + 2 \cdot (0{,}15 - \frac{0{,}15^2}{2})\right] = 0{,}1994$$

e quindi:

$$M_{Rd} = 0{,}1994 \cdot 400 \cdot 800^2 \cdot 17 = 867{,}7 \text{ kNm}$$

La soluzione risulta immediata con la tabella U6: a $\omega = 0{,}2295$ compete $\mu = 0{,}200$.

7.3.6 Sezione a T in pressoflessione retta

Il procedimento di soluzione è quello generale esposto per la sezione rettangolare, ossia con riferimento al momento calcolato rispetto alle armature tese.

Negli esempi che seguono l'acciaio è B450C con $f_{yk} = 450$ N/mm² e $f_{yd} = 391$ N/mm².

7.4 Esempi di applicazione con sezione a T in pressoflessione retta

7.4.1 Esempio 7.4.1 – Sezione a T soggetta a pressoflessione, calcolo delle armature

Dati

$b = 500$ mm; $h = 800$ mm; $d = 750$ mm; $b_w = 250$ mm; $h_f = 150$ mm (fig. A7.11)

$w = \dfrac{150}{750} = 0{,}20$; $n = \dfrac{500}{250} = 2$

Calcestruzzo: C30/37; $f_{cd} = 17$ N/mm²

$N_{Ed} = -500$ kN applicato al bordo superiore della sezione

$M_{Ed} = 500$ kNm

Il momento complessivo rispetto alle armature tese vale:

$$M_{Esd} = 500 + 500 \cdot 0{,}75 = 875 \text{ kNm}$$

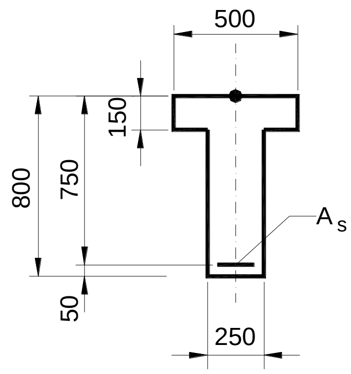

Figura A7.11 Pressoflessione – Esempio 7.4.1: sezione.

7.4.1.1 Soluzione in termini dimensionali

Per individuare il settore in cui la soluzione si colloca, si calcola il momento ridotto:

$$\mu = \frac{875 \cdot 10^6}{500 \cdot 750^2 \cdot 17} = 0{,}183$$

Questo si trova nel settore 2 compreso fra $\mu_1 = 0{,}18$ (Prospetto 7.14) e $\mu_2 = 0{,}2085$ (Prospetto 7.16) corrispondenti a w = 0,20, n = 2 , $f_{ck} \leq 50$ N/mm^2.

Quindi, con la (7.51) risulta:

$$y = 750 - \sqrt{750^2 + \frac{2}{250} \cdot \left[(500-250) \cdot 150 \cdot \left(750 - \frac{150}{2}\right) - \frac{875 \cdot 10^6}{17} \right]} = 155 \text{ mm}$$

$$A_c = 155 \cdot 250 + 250 \cdot 150 = 76250 \text{ mm}^2$$

La risultante di compressione vale: $F_c = 76250 \cdot 17 = 1296$ kN

La forza di trazione vale: 1296 – 500 = 796 kN

L'armatura tesa necessaria risulta: $A_s = \dfrac{796000}{391} = 2036$ mm^2.

Non occorre armatura compressa.

7.4.1.2 Soluzione in termini adimensionali

Il momento ridotto vale

$$\mu = \frac{875 \cdot 10^6}{500 \cdot 750^2 \cdot 17} = 0{,}183 > \mu_1 = 0{,}1800 \quad \text{(Prospetto 7.14)}$$

ma anche 0,183 < μ_2 = 0,2805 (Prospetto 7.16)

La soluzione è quindi nel settore 2. Con la (7.54) si ottiene

$$k = 1 - \sqrt{1 + 2 \cdot 1 \cdot (0{,}20 - 0{,}5 \cdot 0{,}20^2) - 2 \cdot 2 \cdot 0{,}1830} = 0{,}2075$$

Con la (7.48) si ricava:

$$\omega = \left(0{,}20 + \frac{0{,}2075 - 0{,}20}{2}\right) = 0{,}2038; \quad A_s = \frac{0{,}2038 \cdot 500 \cdot 750 \cdot 17}{391} = 3322 \text{ mm}^2.$$

A questi bisogna sottrarre la quota corrispondente allo sforzo normale trasferito sulle armature, ossia $\dfrac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \dfrac{500000}{391} = 1278$ mm^2.

In definitiva occorrono: 3322 – 1278 = 2044 mm^2.

Con la Tabella U7, approssimativamente ma rapidamente, a μ =0,183 corrisponde ω = 0,206 e quindi A_s = 3363 mm^2. Allora: 3363 – 1278 = 2085 mm^2.

7.4.2 Esempio 7.4.2 – Sezione a T soggetta a pressoflessione, calcolo del momento che può essere associato a un assegnato sforzo normale

Dati del problema

b = 500 mm; b_w = 250 mm; h = 1100 mm; d = 1000 mm; h_f = 200 mm (fig. A7.12)

$w = \dfrac{200}{1000} = 0{,}20$; $n = \dfrac{500}{250} = 2$;

Calcestruzzo: C30/37; f_{cd} = 17 N/mm², A_s = 3000 mm²

La sezione è sollecitata da: N_{Ed} = – 750 kN in B (intradosso della piattabanda)

Quesito: determinare il momento flettente resistente che può essere associato a N_{Ed}.

Il problema si risolve effettuando il trasporto di N_{Ed} sulle armature, ossia introducendo il momento fittizio $M^* = N_{Ed}(d - h_f) = 750 \cdot 0{,}80 = 600$ kNm e operando in flessione come se l'armatura fosse $A_s^* = 3000 + \dfrac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 3000 + \dfrac{750000}{391}$ = 4918 mm².

Con l'armatura $A_s^* = 4918$ mm², risulta $\omega = \dfrac{4918 \cdot 391}{500 \cdot 1000 \cdot 17} = 0{,}2262 > \omega_1$

Poiché richiamando i prospetti 7.16 e 7.14, per w = 0,20 , n = 2 e $f_{ck} \leq 50$ N/mm² , risulta:

$\omega_2 = 0{,}356 > 0{,}2262 > \omega_1 = 0{,}20$

la soluzione si colloca nel settore 2.

Di conseguenza ricavando k dalla (7.48) essendo η = 1 risulta:

$$k = n \cdot (\omega - w + \frac{w}{n}) = 2 \cdot (0{,}2262 - 0{,}2 + \frac{0{,}2}{2}) = 0{,}2524$$

La profondità del blocco di compressioni vale $y = 0{,}2524 \cdot 1000 = 252$ mm

Il momento ridotto si ottiene con la (7.52):

$$\mu = \frac{1}{2 \cdot 2}\left[2 \cdot 0{,}2524 - 0{,}2524^2 + 2 \cdot 1 \cdot \left(0{,}2 - 0{,}5 \cdot 0{,}2^2\right)\right] = 0{,}20$$

Il momento corrispondente risulta: $M = 0{,}20 \cdot 500 \cdot 1000^2 \cdot 17 = 1700$ kNm

Deducendo il momento fittizio, risulta il momento resistente del quesito:

M_{Rd} = 1700 – 600 = 1100 kNm.

7.4.3 Esempio 7.4.3 – Sezione a T soggetta a pressoflessione, calcolo del momento che può essere associato a un assegnato sforzo normale

Si considera la stessa geometria e lo stesso problema dell'esempio precedente (fig. A7.12), svolto con i seguenti dati:

Calcestruzzo: C60/75; f_{cd} = 34 N/mm²; A_s = 3000 mm²

N_{Ed} = – 1500 kN applicati all'intradosso della piattabanda, sull'asse verticale della sezione.

$M^* = 1500 \cdot 0{,}8 = 1200$ kNm (momento rispetto alle armature)

$$A_s^* = 3000 + \frac{1500000}{391} = 6836\,\mathrm{mm}^2$$

$$\omega^* = \frac{6836 \cdot 391}{500 \cdot 1000 \cdot 34} = 0{,}1572$$

La soluzione si colloca nel settore 1 (asse neutro che taglia la piattabanda essendo $\omega^* < 0{,}19$ - Prospetto 7.14). Le formule sono quelle relative alla sezione rettangolare, punto 7.6.2.

$\omega^* = k\eta$ essendo η =0,95 (Prospetto 7.12)

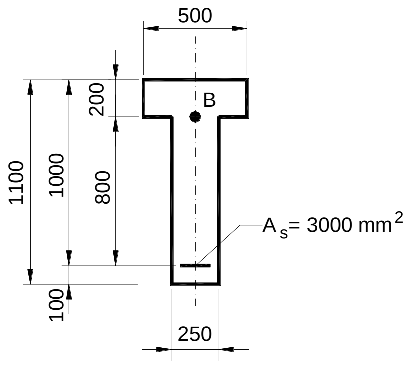

Figura A7.12 Pressoflessione – Esempio 7.4.2: sezione.

$$k = \frac{0{,}1572}{0{,}95} = 0{,}1655\,; \quad y = 0{,}1655 \cdot 1000 = 165{,}5\,\mathrm{mm}$$

Con la (7.43) risulta:

$$\mu^* = \omega^*(1 - \frac{\omega^*}{2\eta}) = 0{,}1572 \cdot (1 - \frac{0{,}1572}{2 \cdot 0{,}95}) = 0{,}1442$$

e quindi:

$$M^* = 0{,}1442 \cdot 500 \cdot 1000^2 \cdot 34 = 2451\ \mathrm{kNm}$$

Sottraendo a questo il momento $N_{Ed}.e = 1500 \cdot 0{,}8 = 1200\ \mathrm{kNm}$, si ottiene

M = 1251 kNm

7.5 Esempi di applicazione dei diagrammi di interazione ν - μ

Negli esempi che seguono l'acciaio è B450C con f_{yk} = 450 N/mm^2 e f_{yd} = 391 N/mm^2.

7.5.1 Esempio 7.5.1 – Sezione rettangolare soggetta a pressoflessione, calcolo delle armature

Dati del problema

Sezione rettangolare: b = 400 mm; h = 600 mm; armature simmetriche ai lembi (fig. A7.13)

Calcestruzzo: C30/37; f_{cd} = 17 N/mm^2
Pressoflessione retta: N_{Ed} = – 1000kN; M_{Es} = 500 kNm (rispetto al baricentro)

Eccentricità $e = \dfrac{500}{1000} = 0{,}5\,\mathrm{m}$

Si fa ricorso ai diagrammi della Tavola U10 (Appendice) e alle formule relative

Parametri adimensionali:

$$\nu = \frac{1000000}{400 \cdot 600 \cdot 17} = 0{,}2451$$

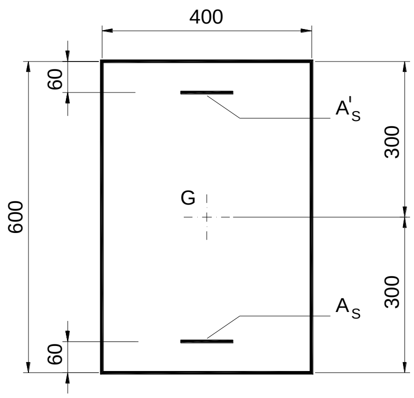

Figura A7.13 Pressoflessione – Esempio 7.5.1: sezione.

$$\mu = \frac{500 \cdot 10^6}{400 \cdot 600^2 \cdot 17} = 0{,}2042$$

La Tavola fornisce, per i dati sopra riportati, $\omega = 0{,}30$

L'armatura totale vale: $A_{s,\mathrm{tot}} = 0{,}30 \cdot 400 \cdot 600 \cdot \dfrac{17}{391} =$ 3130 mm^2; su ciascun lembo

A_s = 3130/2 = 1565 mm^2 soddisfatti, per esempio, con 5 $\phi 20\,\mathrm{mm}$.

7.5.2 Esempio 7.5.2 – Sezione circolare soggetta a pressoflessione, calcolo delle armature

Dati (fig. A7.14)

Sezione circolare di diametro 1000 mm; armature distribuite uniformemente lungo la circonferenza di diametro 800 mm, d'=100 mm.

Calcestruzzo: C40/50; f_{cd} = 22,66 N/mm^2
Pressoflessione retta: N_{Ed} = – 10000kN; M_{Ed} = 3500 kNm.

Eccentricità $\dfrac{3500 \cdot 10^3}{10000} = 350\,\mathrm{mm}$

Si fa ricorso ai diagrammi della Tavola U18 (Appendice) e alle formule relative

Parametri adimensionali:

Essendo A_c = 785000 mm^2 , risulta:

$$\nu = \frac{10000000}{785000 \cdot 22{,}66} = 0{,}5622$$

$$\mu = \frac{3500 \cdot 10^6}{785000 \cdot 1000 \cdot 22{,}66} = 0{,}1968$$

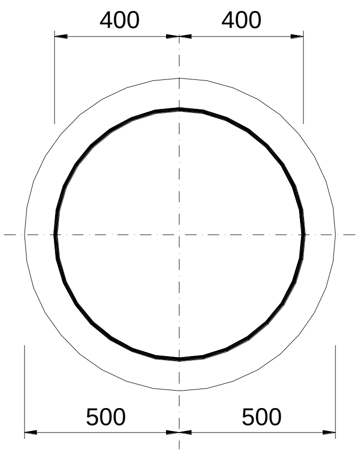

Figura A7.14 Pressoflessione retta con piccola eccentricità – Esempio 2: sezione.

La Tavola fornisce, per i dati sopra riportati, $\omega = 0{,}48$.

L'armatura totale vale $A_s = 0{,}48 \cdot 785000 \cdot \frac{22{,}66}{391} = 21837\,\text{mm}^2$. Una disposizione possibile è costituita da 49 ϕ 24 mm, con distanza fra gli assi delle barre pari a 50 mm.

7.5.3 Esempio 7.5.3 – Sezione quadrata soggetta a pressoflessione, calcolo delle armature

Dati

Sezione quadrata di lato 500 mm; armature distribuite uniformemente lungo un quadrato di lato 400 mm (fig. A7.15).

Calcestruzzo: C30/37; f_{cd} = 17 N/mm^2
Pressoflessione retta: N_{Ed} = – 3000 kN con eccentricità e = 150 mm;
M_{Ed} = 3000 · 0,15 = 450 kNm.
Si fa ricorso al diagramma di Tavola U16 (Appendice) e alle formule relative

Parametri adimensionali:

$$\nu = \frac{3000000}{500^2 \cdot 17} = 0.7059\,; \quad \mu = \frac{450 \cdot 10^6}{500^3 \cdot 17} = 0{,}2118$$

La Tavola fornisce, per i dati sopra riportati, $\omega = 0{,}42$

L'armatura totale vale $A_s = 0{,}42 \cdot 500^2 \cdot \dfrac{17}{391} = 4565\,\text{mm}^2$. Una disposizione possibile è costituita da 12 ϕ 22 mm, con distanza fra gli assi delle barre pari a 133 mm.

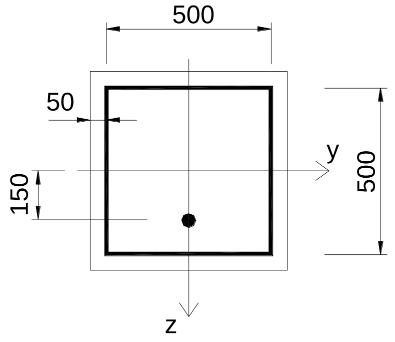

Figura A7.15 Pressoflessione retta con piccola eccentricità – Esempio 7.5.3: sezione.

7.5.4 Esempio 7.5.4 – Pressoflessione deviata

Dati
Sezione rettangolare: b = 400 mm; a = 600 mm; armature concentrate nei 4 angoli
Calcestruzzo: C30/37; f_{cd} = 17 N/mm^2
Acciaio: B450C con f_{yk} = 450 N/mm^2 e f_{yd} = 391 N/mm^2.
Pressoflessione deviata: N_{Ed} = – 1600 kN; M_a = 395 kNm; M_b = 150 kNm (fig.A7.16)
Determinare le armature.
Si fa ricorso ai diagrammi della Tavola U23 e alle formule relative

$$\nu = \frac{1600000}{600 \cdot 400 \cdot 17} = 0{,}39$$

$$\mu_a = \frac{395 \cdot 10^6}{600^2 \cdot 400 \cdot 17} = 0{,}1614$$

$$\mu_b = \frac{150 \cdot 10^6}{600 \cdot 400^2 \cdot 17} = 0{,}0919$$

La Tavola fornisce, per i dati sopra riportati, $\omega = 0{,}27$

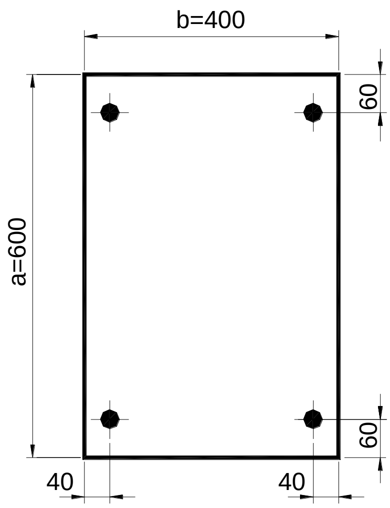

Figura A7.16 Pressoflessione deviata – Sezione.

L'armatura totale vale

$$A_s = 0{,}27 \cdot 400 \cdot 600 \cdot \frac{17}{391} = 2817\,\text{mm}^2$$

4 barre di diametro 30 mm, una per angolo della sezione, soddisfano alla richiesta del calcolo.