

POZZETTI IN CEMENTO ARMATO

Le strutture costituenti i singoli manufatti sono in calcestruzzo armato, con due pareti attraversate da condotte di dimensione variabile, e con vano interno in cui sono inseriti i componenti accessori ispezionabili tramite scala a pioli in acciaio e passo d'uomo sulla soletta di copertura.

I pozzetti sono da intendersi come gusci vuoti interrati costituiti da pareti verticali e superfici orizzontali di spessore pari a cm 20, la metodologia di calcolo strutturale prevede per le singole componenti le seguenti condizioni di vincolo:

- solette di copertura vincolate ad appoggio semplice sui quattro lati;
- platee di fondazione vincolate ad incastro sui quattro lati;
- pareti laterali vincolate ad incastro sulla base (mensola).

Non si terrà conto – a tutto vantaggio della stabilità – di coefficienti di rigidità formale derivati dalla struttura chiusa (cubica) dei pozzetti; in tutti i casi di seguito esaminati, si assumeranno i seguenti valori di resistenza dei materiali alle varie sollecitazioni:

Calcestruzzo **R_{ck} 250**

Flessione	$\overline{\sigma_c} = 60 + \frac{R_{ck} - 150}{4} = 60 + \frac{250 - 150}{4} = 85 \frac{Kg}{cm^2}$
Taglio	$\tau_{co} = 4 + \frac{R_{ck} - 150}{75} = 4 + \frac{250 - 150}{75} = 5,33 \frac{Kg}{cm^2}$ $\tau_{cl} = 14 + \frac{R_{ck} - 150}{35} = 14 + \frac{250 - 150}{35} = 16,85 \frac{Kg}{cm^2}$

Acciaio **Fe B 44 K** $(\overline{\sigma_s} = 2600 \frac{Kg}{cm^2})$

Terreno $\overline{\sigma_t} = 1 \frac{Kg}{cm^2}$

I sovraccarichi di seguito messi in conto saranno:

- per solette di copertura: $S = 6000 \frac{Kg}{m^2}$
- per muri contro terra lato strada: + **m 1,00** di terrapieno

Le caratteristiche dimensionali dei pozzetti sono:

dimensioni interne (in cm) **140x140x200**

1. SOLETTA DI COPERTURA

Si considera la soletta come piastra vincolata ad appoggio semplice sui quattro lati e caricata con carico uniformemente distribuito dato dal peso proprio della soletta e dal sovraccarico

accidentale: $P = P_{soletta} + P_{sovracc} = 500 + 6000 = 6500 \frac{Kg}{m}$

Calcolo dei momenti flettenti

Data la forma quadrata della copertura dei pozzetti, si ha: **b/a = 1** a cui corrispondono dalle tabelle i coefficienti:

$$\alpha_x = \alpha_y = 22,60$$

Il più alto valore del momento si ha naturalmente nella mezzeria (essendo nullo agli appoggi) secondo l'espressione:

$$b/a = 1 \quad \text{con} \quad b=a= 1,60 \text{ m}$$

$$m_x = m_y = \frac{q \cdot a^2}{\alpha_x} = \frac{6500 \cdot 1,60^2}{22,60} = 798,08 \text{ Kgm}$$

Calcolo dell'armatura metallica

Si calcola inizialmente l'altezza utile della sezione h, sottraendo dall'altezza H lo spessore dovuto al copriferro:

$$h = H - c = 20 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$$

Si considera inizialmente un'armatura doppia simmetrica $\left(\beta = \frac{A'_s}{A_s} = 1 \quad ; \quad \alpha = \frac{d'}{d} = 0,1 \right)$

:

$$r' = \frac{d}{\sqrt{\frac{M}{B}}} = \frac{17}{\sqrt{\frac{79808}{100}}} = 0,6017$$

Il valore minimo tabellato più prossimo a quello calcolato $r' = 0,427$ al quale corrisponde

$t=0,00097$ con $\sigma_c = 25 \frac{kg}{cm^2}$ e con $A'_s = 0,25 A_s$

Per cui l'armatura metallica è data da:

$$A_s = t' \cdot 100 \cdot \sqrt{\frac{M}{B}} = 0,00097 \cdot 100 \cdot \sqrt{\frac{79808}{100}} = 2,74 cm^2$$

Quest'area metallica è inferiore a quella minima prevista dalla normativa pari allo **0,15%** della sezione:

$$A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3,00 cm^2$$

Si sistemano:

inferiori, nei due assi: $5 \phi 10/m \rightarrow 1 \phi 10/20''$ con $A_s = 3,93 cm^2$

superiori, nei due assi: $4 \phi 8/m \rightarrow 1 \phi 8/25''$ con $A'_s = 2,01 cm^2$

Verifica

La verifica di stabilità della sezione di larghezza unitaria si attua imponendo la disuguaglianza:

$\sigma_{cx} \leq \sigma_{cam}$ $\sigma_{cy} \leq \sigma_{cam}$ dove σ_{cx} e σ_{cy} sono le tensioni al lembo compresso, e σ_{cam} è la massima tensione ammissibile a compressione nel calcestruzzo.

Si ipotizza un copriferro pari a cm 3,00.

Sezione di mezzeria

$$A_s^* = A_s + A'_s = 5,94 cm^2$$

$$h^* = \frac{A_s \cdot h + A'_s \cdot h'}{A_s + A'_s} = 12,26 cm$$

○ Posizione dell'asse neutro:

$$y = \frac{n \cdot A_s^*}{B} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot B \cdot h^*}{n \cdot A_s^*}} \right] = \frac{15 \cdot 5,94}{100} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 12,26}{15 \cdot 5,94}} \right] = 3,87 cm$$

$$J_i = \frac{B \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (y - h')^2 + n \cdot A'_s \cdot (h - y)^2 = 12117,63 \text{ cm}^4$$

○ **Tensione del calcestruzzo:**

$$\sigma_{cx} = \frac{(M_{cx} - \nu \cdot M_{cy}) \cdot y}{J_i} = \frac{(79808 - 0,2 \cdot 79808) \cdot 3,87}{12117,63} = 19 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 85 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{cy} = \frac{(M_{cy} - \nu \cdot M_{cx}) \cdot y}{J_i} = \frac{(79808 - 0,2 \cdot 79808) \cdot 3,87}{12117,63} = 19 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 85 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

○ **Tensione dell'armatura tesa:**

$$\sigma_s = \frac{n \cdot (M_{cx} - \nu \cdot M_{cy}) \cdot (h - y)}{J_i} = \frac{15 \cdot (79808 - 0,2 \cdot 79808) \cdot (17 - 3,87)}{12117,63} = 957 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 2600 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

○ **Taglio**

La sollecitazione di taglio massimo vale:

$$T_{max} = \frac{q \cdot l}{2} = 5200,00 \text{ Kg}$$

cui corrisponde una tensione tangenziale massima:

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{0,9 \cdot B \cdot h} = \frac{5200,00}{0,9 \cdot 100 \cdot 17} = 3,39 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \tau_{co}$$

Non sono quindi necessarie specifiche armature a taglio e le tensioni tangenziali possono essere totalmente assorbite dal calcestruzzo.

In definitiva, si dispongono le seguenti armature:

inferiori, nei due assi: $5 \phi 10/m \rightarrow 1 \phi 10/20''$ con $A_s = 3,93 \text{ cm}^2$

superiori, nei due assi: $4 \phi 8/m \rightarrow 1 \phi 8/25''$ con $A'_s = 2,01 \text{ cm}^2$

2. MURATURE PERIMETRALI

Il pozzetto è delimitato da murature di cm 20 di spessore per una altezza interna pari a m 2,00; si considera una porzione muraria delle dimensioni seguenti:

larghezza m 1,00

altezza m 2,00

spessore m 0,20

Su tale porzione agiscono i seguenti carichi verticali:

- carico proveniente dalle porzioni della soletta (P1);
- sovraccarico accidentale (P2);
- carico dato dal peso proprio della parete (P3)

ed i seguenti carichi orizzontali:

- spinta del terreno (S).

Si avrà pertanto:

$$P1 = 2500 \times 0,20 \times 0,80 \times 1,00 = \text{Kg } 400$$

$$P2 = 6000 \times 0,80 \times 1,00 = \text{Kg } 4800$$

$$P3 = 2500 \times 0,20 \times 2,00 \times 1,00 = \text{Kg } 1000$$

$$P_t = \text{Kg } 6200$$

Si sviluppa il calcolo considerando una striscia di muro di larghezza unitaria, con vincolo ad incastro alla base, e caricato lateralmente dalla spinta del terreno con le seguenti caratteristiche:

Angolo d'attrito:	$\varphi=35^\circ$
Massa volumica:	$\gamma_t=1800 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$
Tensione ammissibile del terreno:	$\sigma_{t,amm}=1 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Coefficiente d'attrito calcestruzzo – terreno:	$f=0,5$

È possibile considerare un terrapieno con caratteristiche omogenee che esercita una spinta pari ad S come di seguito determinata.

Il valore della spinta sarà (Coulomb):

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot 2,00^2 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 3444,13 \text{ Kg}$$

$$\text{applicata alla distanza } d = \frac{h}{3} = \frac{2,00}{3} = 0,66 \text{ m}$$

La pressione unitaria massima S_{max} che si verifica alla base del terrapieno deve essere calcolata per tracciare il diagramma triangolare delle pressioni la cui area rappresenta la spinta massima S .

Si ha:

$$\frac{S_{max} \cdot h}{2} = S \Rightarrow S_{max} = \frac{2 \cdot S}{h} = 3444,13 \frac{Kg}{m}$$

Progetto

a)- Sezione d'incastro (sp = m 0,20)

La sezione di incastro è soggetta al momento flettente massimo:

$$M = S \cdot d = 3444,13 \text{ Kg} \cdot 0,66 \text{ m} = 2273,13 \text{ Kgm}$$

La parete è di spessore costante $sp = 20 \text{ cm}$; si procede ipotizzando una **armatura doppia simmetrica**, con $\left(\beta = \frac{A'_s}{A_s} = 1 \ ; \ \alpha = \frac{d'}{d} = 0,10 \right)$ pertanto si ha:

$$r' = \frac{d}{\sqrt{\frac{M}{B}}} = \frac{17}{\sqrt{\frac{227313}{100}}} = 0,356$$

E dalle tabelle si ricava il valore più prossimo:

$$t' = 0,00119 \quad \text{con} \quad \sigma_c = 55 \frac{kg}{cm^2}$$

Per cui l'armatura metallica è:

$$A_s = t \cdot 100 \cdot \sqrt{\frac{M}{B}} = 0,00119 \cdot 100 \cdot \sqrt{\frac{227313}{100}} = 5,67 \text{ cm}^2$$

Si dispongono $5 \phi 14/m \rightarrow 1 \phi 14/20''$ con $A_s = A'_s = 7,70 \text{ cm}^2$

b)- Sezione a m 1,00 dalla base del muro

Si considera una sezione A-A ad un'altezza di 1 m dal vincolo d'incastro, con la conferma dell'armatura doppia simmetrica, tale che

$$\left(\beta = \frac{A'_s}{A_s} = 1 \ ; \ \alpha = \frac{d'}{d} = 0,1 \right)$$

- La spinta del terreno per l'altezza $h = 1,00 \text{ m}$ vale:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot 1,00^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 861,03 \text{ Kg}$$

Ed ha un braccio d_a rispetto alla base di: $d_a = \frac{h}{3} = \frac{1,00}{3} = 0,33 \text{ m}$

- **Momento flettente nella sez. A-A:**

$$M_a = S \cdot d_a = 861,03 \text{ Kg} \cdot 0,33 \text{ m} = 284,14 \text{ Kgm}$$

La parete è di spessore costante $sp = 20 \text{ cm}$; si procede ipotizzando una **armatura doppia**

simmetrica, con $\left(\beta = \frac{A'_s}{A_s} = 1 \quad ; \quad \alpha = \frac{d'}{d} = 0,10 \right)$ pertanto si ha:

$$r' = \frac{d}{\sqrt{\frac{M}{B}}} = \frac{17}{\sqrt{\frac{28414}{100}}} = 1,008$$

E dalle tabelle si ricava il valore più prossimo:

$$t' = 0,00107 \quad \text{con} \quad \sigma_c = 50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Per cui l'armatura metallica è:

$$A_s = t \cdot 100 \cdot \sqrt{\frac{M}{B}} = 0,00107 \cdot 100 \cdot \sqrt{\frac{28414}{100}} = 1,80 \text{ cm}^2$$

Si dispongono $5 \phi 14/m \rightarrow 1 \phi 14/20''$ con $A_s = A'_s = 7,70 \text{ cm}^2$

Verifica

La verifica di stabilità della sezione di larghezza unitaria si attua imponendo la disuguaglianza:

$\sigma_c \leq \sigma_{cam}$; dove σ_c è la tensione al lembo compresso, e σ_{cam} è la massima tensione ammissibile a compressione nel calcestruzzo.

Si ipotizza un copriferro pari a $cm \ 3,00$.

a)- Sezione d'incastro

$$A_s^* = A_s + A'_s = 15,40 \text{ cm}^2$$

$$h^* = \frac{A_s \cdot h + A_s' \cdot h'}{A_s + A_s'} = 10 \text{ cm}$$

- **Posizione dell'asse neutro:**

$$y = \frac{n \cdot A_s^*}{B} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot B \cdot h^*}{n \cdot A_s^*}} \right] = \frac{15 \cdot 15,40}{100} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 10}{15 \cdot 15,40}} \right] = 4,86 \text{ cm}$$

$$J_i = \frac{B \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (y - h')^2 + n \cdot A_s' \cdot (h - y)^2 = 21215,61 \text{ cm}^4$$

- **Tensione del calcestruzzo:**

$$\sigma_c = \frac{M \cdot y}{J_i} = \frac{227313 \cdot 4,86}{21215,61} = 52,16 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 85 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Tensione dell'armatura tesa:**

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M \cdot (h - y)}{J_i} = \frac{15 \cdot 227313 \cdot (17 - 4,86)}{21215,61} = 1951,09 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 2600 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Tensione dell'armatura compressa:**

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M \cdot (y - h')}{J_i} = \frac{15 \cdot 227313 \cdot (4,86 - 3)}{21215,61} = 298,93 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 2600 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Taglio**

La sollecitazione di taglio massimo vale:

$$T_{max} = \frac{q \cdot l}{2} = 6200,00 \text{ Kg}$$

cui corrisponde una tensione tangenziale massima:

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{0,9 \cdot B \cdot h} = \frac{6200,00}{0,9 \cdot 100 \cdot 17} = 4,05 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \tau_{co}$$

Non sono quindi necessarie specifiche armature a taglio e le tensioni tangenziali possono essere totalmente assorbite dal calcestruzzo.

La sezione è verificata.

b)- Sezione a m 1,00 dalla base del muro

Si ipotizza una doppia armatura simmetrica:

$$5 \phi 14/m \rightarrow 1 \phi 14/20'' \text{ con } A_s = A_s' = 7,70 \text{ cm}^2$$

che viene qui di seguito sottoposta a verifica.

$$A_s^* = A_s + A_s' = 15,40 \text{ cm}^2$$

$$h^* = \frac{A_s \cdot h + A_s' \cdot h'}{A_s + A_s'} = 10,00 \text{ cm}$$

- **Posizione dell'asse neutro:**

$$y = \frac{n \cdot A_s^*}{B} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot B \cdot h^*}{n \cdot A_s^*}} \right] = \frac{15 \cdot 15,40}{100} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 10}{15 \cdot 15,40}} \right] = 4,86 \text{ cm}$$

$$J_i = \frac{B \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (y - h')^2 + n \cdot A_s' \cdot (h - y)^2 = 21215,61 \text{ cm}^4$$

- **Tensione del calcestruzzo:**

$$\sigma_c = \frac{M \cdot y}{J_i} = \frac{28414 \cdot 4,86}{21215,61} = 6,51 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 85 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Tensione dell'armatura tesa:**

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M \cdot (h - y)}{J_i} = \frac{15 \cdot 28414 \cdot (17 - 4,86)}{21215,61} = 243,88 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 2600 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Tensione dell'armatura compressa:**

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M \cdot (y - h')}{J_i} = \frac{15 \cdot 28414 \cdot (4,86 - 3)}{21215,61} = 37,36 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 2600 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Vista la verifica al taglio eseguita nella sezione maggiormente sollecitata, è superflua la stessa verifica nella sezione a m 1,00 dalla base del muro.

- **Armatura di ripartizione:**

$$0,20 \cdot A_s = 0,20 \cdot 7,70 = 1,54 \text{ cm}^2 \quad \text{si dispongono } 5 \phi 10/m \text{ con } A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

3. PLATEA DI FONDAZIONE

Si considera la platea come piastra vincolata ad incastro sui quattro lati e caricata con carico uniformemente distribuito dato dalla sommatoria dei carichi agenti e dal peso proprio; lo spessore della platea pari a cm 20 è costante per ogni tipo di pozzetto.

Carichi agenti e reazione del terreno

Sovraccarico accidentale	$6000 \frac{Kg}{m^2}$
PP soletta in c.a. (spessore m 0,20)	$500 \frac{Kg}{m^2}$
PP setti in c.a. (spessore m 0,20)	$500 \frac{Kg}{m^2}$
PP platea in c.a. (spessore m 0,20)	$500 \frac{Kg}{m^2}$

Si assume il valore massimo di tensione ammissibile sul terreno dato da:

$$\sigma_{t\max} = 1,00 kg / cm^2$$

Carichi agenti sul terreno ($\sum_1^5 P_i$) = 15360 + 1280 + 6400 + 2000 = 25040 Kg

Si porta il valore del carico a **26000 Kg** per tener conto dei sovraccarichi da tubazioni ed apparecchi di manovra, quindi si ha:

$$\sigma_t = \frac{\sum P}{A} = \frac{26000}{200 \cdot 200} = 0,65 < 1,00 \frac{kg}{cm^2}$$

che verifica la tensione del terreno.

Calcolo dei momenti flettenti

Data la forma quadrata della platea, e **quale che sia il valore del lato di base** si ha:

b/a = 1 a cui corrispondono dalle tabelle i coefficienti:

$$\alpha_x = \alpha_y = 43,25$$

$$\alpha_{xi} = \alpha_{yi} = 19,50$$

Il più alto valore del momento si ha agli incastri; si determina dunque il valore dei momenti flettenti (all'incastro ed in mezzzeria) per i vari tipi di pozzetto.

b/a = 1 con **b=a= 3,00 m**

$$m_{ox} = m_{oy} = \frac{q \cdot a^2}{\alpha_x} = \frac{6500 \cdot 1,60^2}{19,50} = 853,33 \text{ Kgm}$$

$$m_x = m_y = \frac{q \cdot a^2}{\alpha_x} = \frac{6500 \cdot 1,60^2}{43,25} = 384,74 \text{ Kgm}$$

Calcolo dell'armatura metallica

Si calcola inizialmente l'altezza utile della sezione h , sottraendo dall'altezza H lo spessore dovuto al copriferro:

$$h = H - c = 20 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$$

Si considera un'armatura doppia simmetrica $\left(\beta = \frac{A'_s}{A_s} = 1 \ ; \ \alpha = \frac{d'}{d} = 0,1 \right)$:

- **Armatura agli incastri**

$$r' = \frac{d}{\sqrt{\frac{M}{B}}} = \frac{17}{\sqrt{\frac{85333}{100}}} = 0,581$$

Il valore tabellato più prossimo corrisponde a $t = 0,00107$ con $\sigma_c = 50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Per cui l'armatura metallica è data da:

$$A_s = t' \cdot 100 \cdot \sqrt{\frac{M}{B}} = 0,00107 \cdot 100 \cdot \sqrt{\frac{85333}{100}} = 3,12 \text{ cm}^2$$

Si dispongono $5 \phi 12/m \rightarrow 1 \phi 12/20''$ con $A_s = A'_s = 5,66 \text{ cm}^2$

- **Armatura in mezzzeria**

$$r' = \frac{d}{\sqrt{\frac{M}{B}}} = \frac{17}{\sqrt{\frac{38474}{100}}} = 0,866$$

Il valore tabellato più prossimo corrisponde a $t = 0,00107$ con $\sigma_c = 50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Per cui l'armatura metallica è data da:

$$A_s = t' \cdot 100 \cdot \sqrt{\frac{M}{B}} = 0,00107 \cdot 100 \cdot \sqrt{\frac{38474}{100}} = 2,09 \text{ cm}^2$$

Quest'area metallica è inferiore a quella minima prevista dalla normativa pari allo **0,15%** della sezione:

$$A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2$$

Si utilizzeranno pertanto **5 ϕ 12/m \rightarrow 1 ϕ 12/20''** con $A_s = A'_s = 5,66 \text{ cm}^2$

Verifica

La verifica di stabilità della sezione di larghezza unitaria si attua imponendo la disuguaglianza:

$\sigma_c \leq \sigma_{cam}$; dove σ_c è la tensione al lembo compresso, e σ_{cam} è la massima tensione ammissibile a compressione nel calcestruzzo.

Si ipotizza un copriferro pari a cm 3,00.

Sezione di incastro

$$A_s^* = A_s + A'_s = 11,32 \text{ cm}^2$$

$$h^* = \frac{A_s \cdot h + A'_s \cdot h'}{A_s + A'_s} = 10 \text{ cm}$$

○ Posizione dell'asse neutro:

$$y = \frac{n \cdot A_s^*}{B} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot B \cdot h^*}{n \cdot A_s^*}} \right] = \frac{15 \cdot 11,32}{100} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 10}{15 \cdot 11,32}} \right] = 4,37 \text{ cm}$$

$$J_i = \frac{B \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (y - h')^2 + n \cdot A'_s \cdot (h - y)^2 = 17946,10 \text{ cm}^4$$

○ Tensione del calcestruzzo:

$$\sigma_c = \frac{M \cdot y}{J_i} = \frac{85333 \cdot 4,37}{17946,10} = 20,78 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 85 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

○ Tensione dell'armatura tesa:

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M \cdot (h - y)}{J_i} = \frac{15 \cdot 85333 \cdot (17 - 4,37)}{17946,10} = 900,80 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 2600 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

○ Tensione dell'armatura compressa:

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M \cdot (y - h')}{J_i} = \frac{15 \cdot 85333 \cdot (4,37 - 3)}{17946,10} = 97,71 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 2600 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Taglio**

La sollecitazione di taglio massimo vale:

$$T_{max} = 6500,00 \text{ Kg}$$

cui corrisponde una tensione tangenziale massima:

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{0,9 \cdot B \cdot h} = \frac{6500,00}{0,9 \cdot 100 \cdot 17} = 4,24 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \tau_{co}$$

Non sono quindi necessarie specifiche armature a taglio e le tensioni tangenziali possono essere totalmente assorbite dal calcestruzzo.

Sezione di mezzeria

$$A_s^* = A_s + A_s' = 11,32 \text{ cm}^2$$

$$h^* = \frac{A_s \cdot h + A_s' \cdot h'}{A_s + A_s'} = 10 \text{ cm}$$

- **Posizione dell'asse neutro:**

$$y = \frac{n \cdot A_s^*}{B} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot B \cdot h^*}{n \cdot A_s^*}} \right] = \frac{15 \cdot 11,32}{100} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 10}{15 \cdot 11,32}} \right] = 4,37 \text{ cm}$$

$$J_i = \frac{B \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (y - h')^2 + n \cdot A_s' \cdot (h - y)^2 = 17946,10 \text{ cm}^4$$

- **Tensione del calcestruzzo:**

$$\sigma_c = \frac{M \cdot y}{J_i} = \frac{38424 \cdot 4,37}{17946,10} = 9,35 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 85 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Tensione dell'armatura tesa:**

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M \cdot (h - y)}{J_i} = \frac{15 \cdot 38424 \cdot (17 - 4,37)}{17946,10} = 405,62 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 2600 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Tensione dell'armatura compressa:**

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M \cdot (y - h')}{J_i} = \frac{15 \cdot 38424 \cdot (4,37 - 3)}{17946,10} = 43,99 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 2600 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

4. DATI RIASSUNTIVI

Si riassumono di seguito le armature previste per i vari tipi di pozzetto:

		Armatura superiore	Armatura inferiore
Soletta di copertura		$4 \phi 8/m \rightarrow 1 \phi 8/25''$	$5 \phi 10/m \rightarrow 1 \phi 10/20''$
Murature perimetrali		$5 \phi 14/m \rightarrow 1 \phi 14/20''$	$5 \phi 14/m \rightarrow 1 \phi 14/20''$
Platea di fondazione		$5 \phi 12/m \rightarrow 1 \phi 12/20''$	$5 \phi 12/m \rightarrow 1 \phi 12/20''$

Il Tecnico

Ing. Sandro Murgia