



SARAS

Refining & Power

Stabilimento di Sarroch (Cagliari)

**Impianto Complesso
Raffineria, IGCC e Impianti Nord**

**NUOVI SERBATOI DI STOCCAGGIO GASOLI
ST209 e ST210**

**Relazione di Calcolo
Bacino di Contenimento e Anello di Fondazione**

0901-CA-15151-E



SARLUX RAFFINERIA DI SARROCH

SERBATOI ST-209 e ST-210 BACINO DI CONTENIMENTO e ANELLO DI FONDAZIONE

PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONE DI CALCOLO

Rev.00

0	22/07/2016	Prima Emissione	FinziAssociati	FinziAssociati	FinziAssociati
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
File : 2512-551-ST209-ST-210-Progetto-Definitivo-Bacini-e-Fondazione- Relazione-Rev-00.doc					N°pag 16

INDICE

1	SCOPO.....	3
2	RIFERIMENTI	3
2.1	DISEGNI E RELAZIONI.....	3
2.2	NORME	3
3	DESCRIZIONE	3
4	COEFFICIENTI DI SICUREZZA.....	4
4.1	VERIFICA DEL BACINO DI CONTENIMENTO	4
4.2	VERIFICA DELL'ANELLO DI FONDAZIONE	4
5	MATERIALI.....	4
5.1	CALCESTRUZZO C28/35 - BACINO DI CONTENIMENTO	4
5.2	CALCESTRUZZO C28/35 - ANELLO DI FONDAZIONE	5
5.3	ACCIAIO PER ARMATURA TIPO B450C - BACINO DI CONTENIMENTO.....	5
5.4	ACCIAIO PER ARMATURA TIPO B450C - ANELLO DI FONDAZIONE	5
6	BACINO DI CONTENIMENTO	6
6.1	PARETE.....	6
6.1.1	VERIFICA A FLESSIONE	7
6.1.2	VERIFICA A TAGLIO	7
6.2	CIABATTA DI FONDAZIONE	8
6.2.1	VERIFICA A FLESSIONE	11
6.2.2	VERIFICA A TAGLIO	11
6.3	DENTE INFERIORE.....	12
6.3.1	VERIFICA A FLESSIONE	13
6.3.2	VERIFICA A TAGLIO	13
7	ANELLO DI FONDAZIONE DEL SERBATOIO	14
7.1	ARMATURA CIRCONFERENZIALE	14
7.2	ARMATURA DELLA CIABATTA	15

1 SCOPO

Scopo del presente documento è il progetto definitivo dei bacini di contenimento e dell'anello di fondazione dei serbatoi ST-209 ed ST210 della raffineria Sarlux di Sarroch (Ca).

2 RIFERIMENTI

2.1 DISEGNI E RELAZIONI

- [1] IDI - dis 0901-GB-67204-A- Parco Serbatoi Ovest - nuovi serbatoi ST209 ST210 - Planimetria assetto futuro - Rev D (data 21-6-16)
- [2] sarlux - relazione geologica e geotecnica - realizzazione di 2 nuovi serbatoi di gasolio - parco stoccaggio di raffineria

2.2 NORME

- [3] DM 14 gennaio 2008 norme tecniche per le costruzioni;
- [4] Circolare esplicativa n° 617 del 2 febbraio 2009
- [5] EN206-1 Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- [6] UNI EN 1992-1-1: Eurocodice 2 . Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici;
- [7] DM 31 luglio 1934 : Approvazione delle norme di sicurezza per la lavorazione, l'immagazzinamento, l'impiego o la vendita di oli minerali, e per il trasporto degli oli stessi;
- [8] circolare del ministero dell'interno 22 dicembre 1962 n 132: depositi di olii minerali - Norme di sicurezza integrative di quelle stabilite nel decreto ministeriale 31 luglio 1934

3 DESCRIZIONE

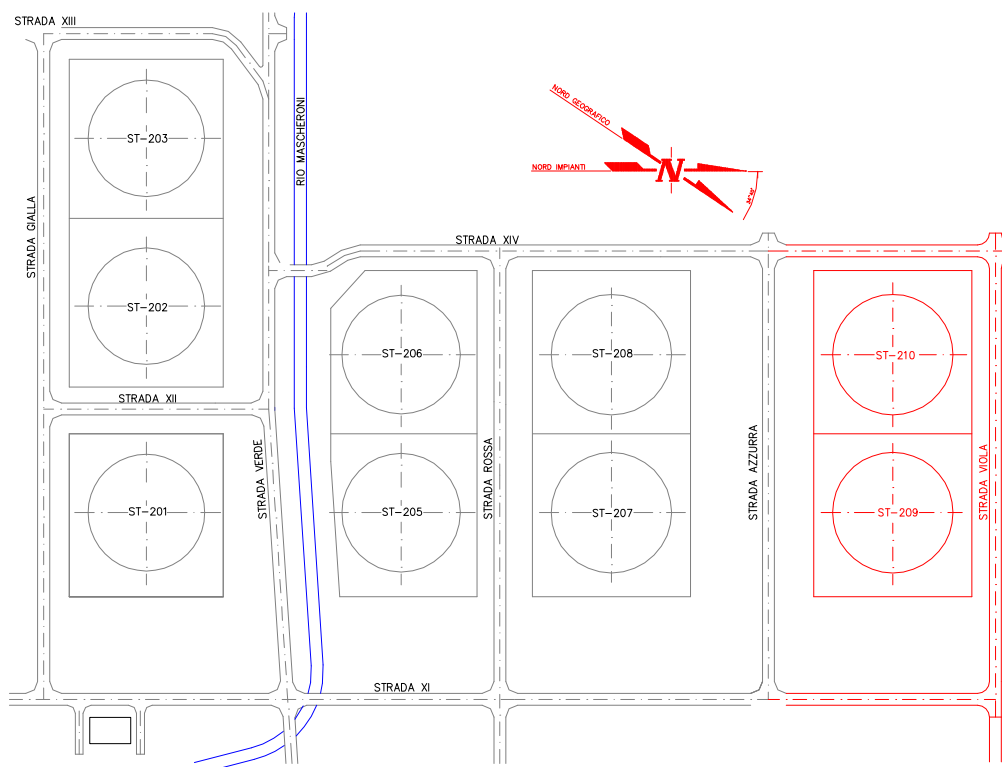


Figura 1 Vista in pianta del parco serbatoi Ovest: in grigio i serbatoi esistenti, in rosso i nuovi serbatoi

4 COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Le verifiche che seguono sono verifiche allo SLU.

4.1 VERIFICA DEL BACINO DI CONTENIMENTO

L'eventualità di una rottura di un serbatoio è assimilabile a una condizione eccezionale. Trattandosi di condizione eccezionale i coefficienti amplificativi dei carichi possono essere assunti pari all'unità:

- $\gamma_G = 1.00$ coefficiente amplificativo dei carichi permanenti;
- $\gamma_A = 1.00$ coefficiente amplificativo del carico eccezionale (il carico del liquido interno);

Inoltre i coefficienti di sicurezza dei materiali possono essere assunti pari all'unità:

- $\gamma_C = 1.00$ coefficiente di sicurezza con cui abbattere la resistenza del calcestruzzo;
- $\gamma_S = 1.00$ coefficiente di sicurezza con cui abbattere la resistenza dell'acciaio per armatura;

4.2 VERIFICA DELL'ANELLO DI FONDAZIONE

I coefficienti amplificativi dei carichi sono i seguenti:

- $\gamma_G = 1.30$ coefficiente amplificativo dei carichi permanenti;
- $\gamma_Q = 1.50$ coefficiente amplificativo dei carichi accidentali;

I coefficienti di sicurezza dei materiali sono i seguenti:

- $\gamma_C = 1.50$ coefficiente di sicurezza con cui abbattere la resistenza del calcestruzzo;
- $\gamma_S = 1.15$ coefficiente di sicurezza con cui abbattere la resistenza dell'acciaio per armatura;

5 MATERIALI

5.1 CALCESTRUZZO C28/35 - BACINO DI CONTENIMENTO

$R_{ck} = 35 \frac{N}{mm^2}$	resistenza caratteristica a compressione misurata su provini cubici
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05 \frac{N}{mm^2}$	resistenza caratteristica a compressione misurata su provini cilindrici
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 29.05 \frac{N}{mm^2}$	valore di calcolo della resistenza a compressione
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.83 \frac{N}{mm^2}$	valor medio della resistenza a trazione
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.98 \frac{N}{mm^2}$	valore caratteristico della resistenza a trazione
$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.98 \frac{N}{mm^2}$	valore di calcolo della resistenza a trazione

5.2 CALCESTRUZZO C28/35 - ANELLO DI FONDAZIONE

$R_{ck} = 35 \frac{N}{mm^2}$	resistenza caratteristica a compressione misurata su provini cubici
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05 \frac{N}{mm^2}$	resistenza caratteristica a compressione misurata su provini cilindrici
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16.46 \frac{N}{mm^2}$	valore di calcolo della resistenza a compressione
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.83 \frac{N}{mm^2}$	valor medio della resistenza a trazione
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.98 \frac{N}{mm^2}$	valore caratteristico della resistenza a trazione
$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.32 \frac{N}{mm^2}$	valore di calcolo della resistenza a trazione

5.3 ACCIAIO PER ARMATURA TIPO B450C - BACINO DI CONTENIMENTO

$f_{yk} = 450 \frac{N}{mm^2}$	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} = 540 \frac{N}{mm^2}$	tensione caratteristica di rottura
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 450 \frac{N}{mm^2}$	resistenza di calcolo

5.4 ACCIAIO PER ARMATURA TIPO B450C - ANELLO DI FONDAZIONE

$f_{yk} = 450 \frac{N}{mm^2}$	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} = 540 \frac{N}{mm^2}$	tensione caratteristica di rottura
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391 \frac{N}{mm^2}$	resistenza di calcolo

6 BACINO DI CONTENIMENTO

6.1 PARETE

E' stata analizzata una fascia di muro di lunghezza unitaria.

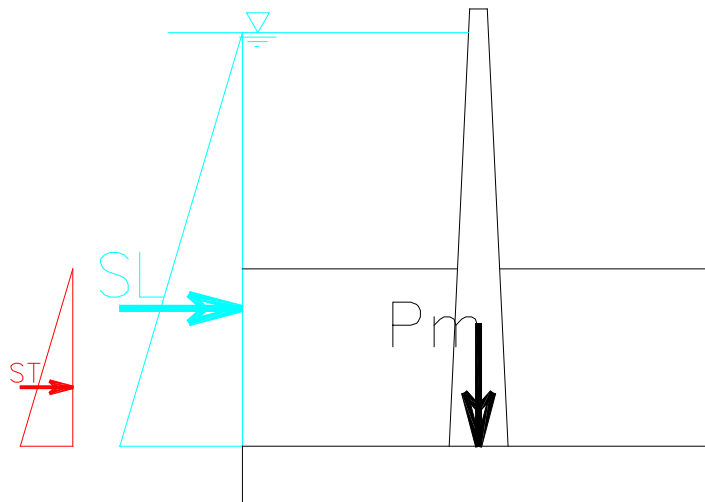


Figura 2 Sezione del muro

Le forze in gioco sono le seguenti:

- SL = spinta dovuta al liquido contenuto.

$$\gamma_w = 10.00 \frac{kN}{m^3}$$

peso specifico

$$H = 3.50m$$

battente

$$SL = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 10 \frac{kN}{m^3} \cdot 3.50^2 m^2 = 61.25 \frac{kN}{m}$$

spinta del liquido

- ST = spinta del terreno.

$$\gamma_t = 18.00 \frac{kN}{m^3}$$

peso terreno

$$\gamma'_t = 8.00 \frac{kN}{m^3}$$

peso specifico alleggerito

$$\phi = 32^\circ$$

angolo di attrito

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.307$$

coefficiente spinta attiva

$$h = 1.50m$$

altezza riempimento

$$ST = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_t \cdot h^2 \cdot k_a = \frac{1}{2} \cdot 8 \frac{kN}{m^3} \cdot 1.50^2 m^2 \cdot 0.307 = 2.76 \frac{kN}{m}$$

spinta del terreno

- PM=peso del muro

$$Pm = \gamma_{CLS} \cdot thk_{med} \cdot H = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.325m \cdot 3.70m = 30.06kN$$

- a favore di sicurezza è stata ignorata la spinta del terreno sul lato opposto

Le azioni interne nella sezione di base della parete sono le seguenti:

$$N_k = Pm = 30.06kN \quad \text{azione assiale, valore caratterist.}$$

$$N_{Ed} = \gamma_F \cdot N_k = 1.00 \cdot 30.06kN = 30.06kN \quad \text{azione assiale, valore di calcolo}$$

$$V_k = SL + ST = 61.25 + 2.76 = 64.01kN \quad \text{taglio, valore caratteristico}$$

$$V_{Ed} = \gamma_F \cdot V_k = 1.00 \cdot 64.01kN = 64.01kN \quad \text{taglio, valore di calcolo}$$

$$M_k = SL \cdot \frac{H}{3} + ST \cdot \frac{h}{3} = 61.25 \cdot \frac{3.50}{3} + 2.76 \cdot \frac{1.50}{3} = 72.84kNm \quad \text{momento, valore caratteristico}$$

$$M_{Ed} = \gamma_F \cdot M_k = 1.00 \cdot 72.84kNm = 72.84kNm \quad \text{momento, valore di calcolo}$$

6.1.1 VERIFICA A FLESSIONE

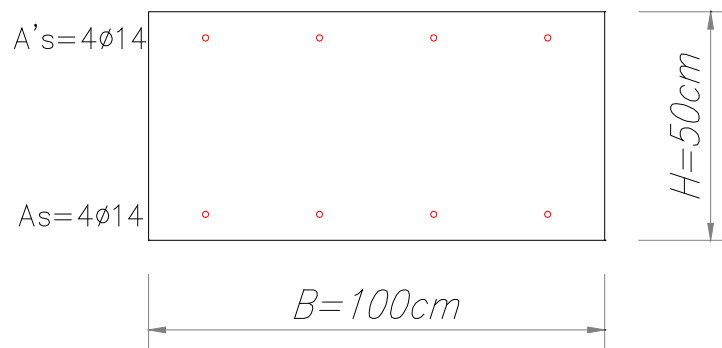


Figura 3 sezione di verifica

$$N_{Ed} = -30.06kN \quad \text{(azione assiale di compressione)}$$

$$M_{Rd}(N_{Ed}) = 138.2kNm \quad \text{(momento resistente)}$$

$$WR = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{72.84}{138.20} = 0.53 \quad \text{(tasso di lavoro)}$$

6.1.2 VERIFICA A TAGLIO

$$d = 450mm$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1.667$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 1.667^{3/2} \cdot 29.05^{1/2} = 0.406MPa$$

$$A_s = 4\phi14 = 616mm^2$$

$$\rho_L = \frac{A_s}{B_w \cdot d} = \frac{616}{1000 \cdot 450} = 0.001369$$

$$v = 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} = 0.18 \cdot 1.667 \cdot \frac{(100 \cdot 0.001369 \cdot 29.05)^{1/3}}{1.00} = 0.475MPa$$

$$V_{Rd} = \max\{v; v_{\min}\} \cdot B_w \cdot d = 0.475 \cdot 1000 \cdot 450 \cdot 10^{-3} = 213.93kN$$

$$WR = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{64.01}{213.93} = 0.30 \quad \text{(tasso di lavoro)}$$

6.2 CIABATTA DI FONDAZIONE

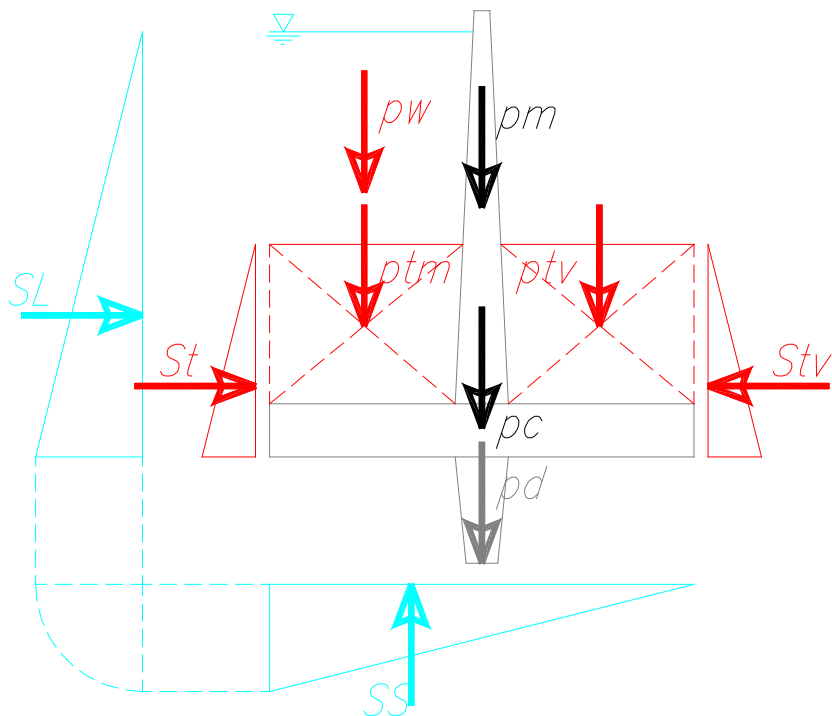


Figura 4 Sezione del muro

Le forze in gioco sono le seguenti:

- S_t = spinta del terreno a monte.

$$\gamma_t = 18.00 \frac{kN}{m^3}$$

peso terreno

$$\gamma'_t = 8.00 \frac{kN}{m^3}$$

peso specifico alleggerito

$$\phi = 32^\circ$$

angolo di attrito

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.307$$

coefficiente spinta attiva

$$h = 2.00m$$

altezza riempimento

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_t \cdot h^2 \cdot k_a = \frac{1}{2} \cdot 8 \frac{kN}{m^3} \cdot 2.00^2 m^2 \cdot 0.307 = 4.91 \frac{kN}{m}$$

spinta del terreno

- S_L = spinta dovuta al liquido contenuto.

$$\gamma_w = 10.00 \frac{kN}{m^3}$$

peso specifico

$$H = 4.00m$$

battente

$$S_L = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 10 \frac{kN}{m^3} \cdot 4.00^2 m^2 = 80.00 \frac{kN}{m}$$

spinta del liquido

- SS = sottospinta. E' obbligatorio metterla in conto in ossequio alla circolare del ministero dell'interno n°132 del 22 dicembre 1962

$$\gamma_w = 10.00 \frac{kN}{m^3}$$

peso specifico

$$H = 4.00m$$

battente

$$B = 4.00m$$

larghezza della ciabatta del muro

$$SS = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H \cdot B = \frac{1}{2} \cdot 10 \frac{kN}{m^3} \cdot 4.00m \cdot 4.00m = 80.00 \frac{kN}{m}$$

sottospinta

- Pm=peso del muro

$$Pm = \gamma_{CLS} \cdot thk_{med} \cdot H = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.325m \cdot 3.70m = 30.06kN$$

- Pc=peso della ciabatta

$$B = 4.00m$$

larghezza della ciabatta del muro

$$t = 0.50m$$

spessore della ciabatta del muro

$$Pc = \gamma_{CLS} \cdot B \cdot t = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 4.00m \cdot 0.50m = 50.00kN$$

peso della ciabatta

- Pw=peso del liquido contenuto all'interno della ciabatta (lato monte)

$$\gamma_w = 10.00 \frac{kN}{m^3}$$

peso specifico

$$B_{int} = 1.75m$$

larghezza della ciabatta interna

$$H_{int} = 3.50m$$

battente sulla ciabatta interna

$$Pw = \gamma_w \cdot B_{int} \cdot H_{int} = 10 \frac{kN}{m^3} \cdot 1.75m \cdot 3.50m = 61.25kN$$

peso del liquido

- Ptm=peso del terreno contenuto all'interno della ciabatta (lato monte)

$$\gamma'_t = 8.00 \frac{kN}{m^3}$$

peso specifico alleggerito

$$B_{int} = 1.75m$$

larghezza della ciabatta interna

$$h_{int} = 1.50m$$

altezza di riempimento

$$Ptm = \gamma'_t \cdot B_{int} \cdot h_{int} = 8 \frac{kN}{m^3} \cdot 1.75m \cdot 1.50m = 21.00kN$$

peso del terreno a monte

- Ptv=peso del terreno contenuto all'interno della ciabatta (lato valle)

$$\gamma_t = 18.00 \frac{kN}{m^3}$$

peso terreno

$$B_{int} = 1.75m$$

larghezza della ciabatta interna

$$h_{int} = 1.50m$$

altezza di riempimento

$$Ptv = \gamma_t \cdot B_{int} \cdot h_{int} = 18 \frac{kN}{m^3} \cdot 1.75m \cdot 1.50m = 47.25kN$$

peso del terreno a monte

- Pd=peso della dente in calcestruzzo

$$tm = 0.40m$$

$$h = 1.00m$$

$$Pd = \gamma_{CLS} \cdot h \cdot tm = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 1.00m \cdot 0.40m = 10.00kN$$

spessore medio del dente in cls

altezza del dente in cls

peso della ciabatta

Con approssimazione in favore di sicurezza nel calcolare la pressione sul terreno è stata ignorata la spinta passiva del terreno di valle

Il sistema di forze della Figura 4 è equivalente a una forza verticale e un momento flettente applicato nella mezzzeria della ciabatta

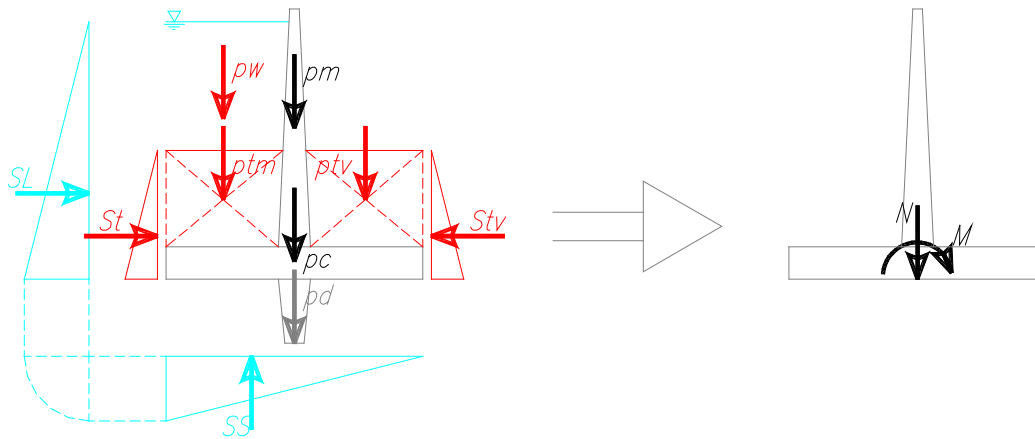


Figura 5 Trasformazione del sistema di forze in una forza verticale e un momento flettente

	Forza [kN]	Comp vert. [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]
St	4.91	-	0.67	3.29
SL	80.00	-	1.33	106.40
SS	80.00	-80.00	0.67	53.60
Pm	30.06	30.06	0.00	0.00
Pc	50.00	50.00	0.00	0.00
Pw	61.25	61.25	-1.11	-67.99
Ptm	21.00	21.00	-1.11	-23.31
Ptv	47.25	47.25	1.11	52.45
Pd	10.00	10.00	0.00	0.00
N=		139.56	M= 124.44	

Tabella 1 Trasformazione del sistema di forze in una forza verticale e un momento flettente

Nei seguenti passaggi è ricavata la pressione sul terreno:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{124.44kNm}{139.56kN} = 0.892m$$

eccentricità

$$B_{ef} = B - 2 \cdot e = 4.00m - 2 \cdot 0.892m = 2.216m$$

base efficace

$$\sigma_t = \frac{N}{L \cdot B_{ef}} = \frac{139.56kN}{1.00m \cdot 2.216m} = 62.95 \frac{kN}{m^2}$$

pressione sul terreno

Le azioni interne nella ciabatta di fondazione, dovute alla pressione del terreno sottostante, sono le seguenti:

$$V_k = \sigma_t \cdot (B/2) \cdot L = 62.95 \frac{kN}{m^2} \cdot 2.00m \cdot 1.00m = 125.90kN \quad \text{taglio, valore caratteristico}$$

$$V_{Ed} = \gamma_F \cdot V_k = 1.00 \cdot 125.90kN = 125.90kN \quad \text{taglio, valore di calcolo}$$

$$M_k = \sigma_t \cdot \frac{(B/2)^2}{2} \cdot L = 62.95 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{2^2}{2} m^2 \cdot 1.00m = 125.90kNm \quad \text{momento, valore caratteristico}$$

$$M_{Ed} = \gamma_F \cdot M_k = 1.00 \cdot 125.90kNm = 125.90kNm \quad \text{momento, valore di calcolo}$$

6.2.1 VERIFICA A FLESSIONE

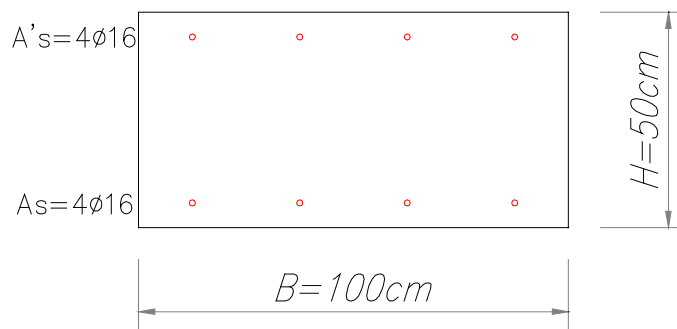


Figura 6 sezione di verifica

$$M_{Rd} = 174.20kNm \quad (\text{momento resistente})$$

$$WR = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{125.90}{174.20} = 0.72 \quad (\text{tasso di lavoro})$$

6.2.2 VERIFICA A TAGLIO

$$d = 450mm$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1.667$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 1.667^{3/2} \cdot 29.05^{1/2} = 0.406MPa$$

$$A_s = 4\phi 16 = 804mm^2$$

$$\rho_L = \frac{A_s}{B_w \cdot d} = \frac{804}{1000 \cdot 450} = 0.001787$$

$$v = 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} = 0.18 \cdot 1.667 \cdot \frac{(100 \cdot 0.001787 \cdot 29.05)^{1/3}}{1.00} = 0.520MPa$$

$$V_{Rd} = \max\{v; v_{\min}\} \cdot B_w \cdot d = 0.520 \cdot 1000 \cdot 450 \cdot 10^{-3} = 233.80kN$$

$$WR = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{125.90}{233.80} = 0.54 \quad (\text{tasso di lavoro})$$

6.3 DENTE INFERIORE

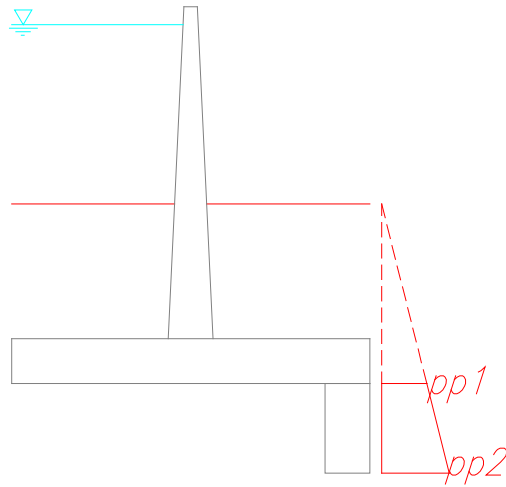


Figura 7 pressioni del terreno sul dente

Le azioni sul dente sono le seguenti:

$$\gamma_t = 18.00 \frac{kN}{m^3}$$

peso terreno

$$\phi = 32^\circ$$

angolo di attrito

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = 0.307$$

coefficiente spinta attiva

$$k_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = 3.25$$

coefficiente spinta passiva

$$k = \max \left\{ k_a; \frac{k_p}{2} \right\} = 1.625$$

coefficiente di spinta

$$p_{p1} = \gamma_t \cdot h_1 \cdot k = 18.00 \frac{kN}{m^3} \cdot 2.00m \cdot 1.625 = 58.5 \frac{kN}{m^2}$$

pressione terreno alla quota h1

$$p_{p2} = \gamma_t \cdot h_2 \cdot k = 18.00 \frac{kN}{m^3} \cdot 3.00m \cdot 1.625 = 87.75 \frac{kN}{m^2}$$

pressione terreno alla quota h2

$$F_{dente} = \frac{p_{p1} + p_{p2}}{2} \cdot h = \frac{58.5 + 87.75}{2} \cdot 1.00m = 73.13 \frac{kN}{m}$$

forza agente sul dente

$$M_{dente} = p_{p1} \cdot \frac{h^2}{2} + (p_{p2} - p_{p1}) \cdot \frac{h^2}{3} = 39.00 \frac{kNm}{m}$$

momento sul dente

$$V_{Ed} = \gamma_F \cdot V_k = 1.00 \cdot 73.13kN = 73.13kN$$

taglio, valore di calcolo

$$M_{Ed} = \gamma_F \cdot M_k = 1.00 \cdot 39.00kNm = 39.00kNm$$

momento, valore di calcolo

6.3.1 VERIFICA A FLESSIONE

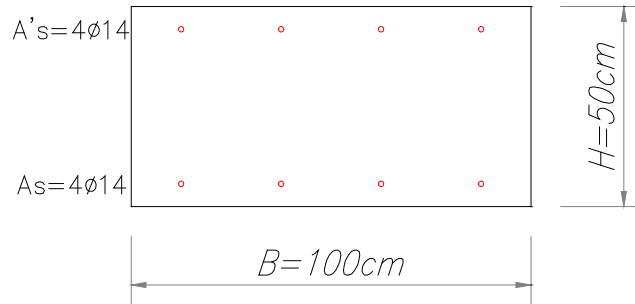


Figura 8 sezione di verifica

$$M_{Rd} = 131.90\text{kNm} \quad (\text{momento resistente})$$

$$WR = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{39.00}{131.90} = 0.30 \quad (\text{tasso di lavoro})$$

6.3.2 VERIFICA A TAGLIO

$$d = 450\text{mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1.667$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 1.667^{3/2} \cdot 29.05^{1/2} = 0.406\text{MPa}$$

$$A_s = 4\phi 14 = 616\text{mm}^2$$

$$\rho_L = \frac{A_s}{B_w \cdot d} = \frac{616}{1000 \cdot 450} = 0.001369$$

$$v = 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} = 0.18 \cdot 1.667 \cdot \frac{(100 \cdot 0.001369 \cdot 29.05)^{1/3}}{1.00} = 0.475\text{MPa}$$

$$V_{Rd} = \max\{v; v_{\min}\} \cdot B_w \cdot d = 0.475 \cdot 1000 \cdot 450 \cdot 10^{-3} = 213.92\text{kN}$$

$$WR = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{73.13}{213.92} = 0.34 \quad (\text{tasso di lavoro})$$

7 ANELLO DI FONDAZIONE DEL SERBATOIO

7.1 ARMATURA CIRCONFERENZIALE

La funzione principale dell'anello è di confinare il terreno granulare contenuto al suo interno. Inoltre il carico verticale che scende dal mantello deve essere trasferito al terreno con pressioni adeguatamente basse.

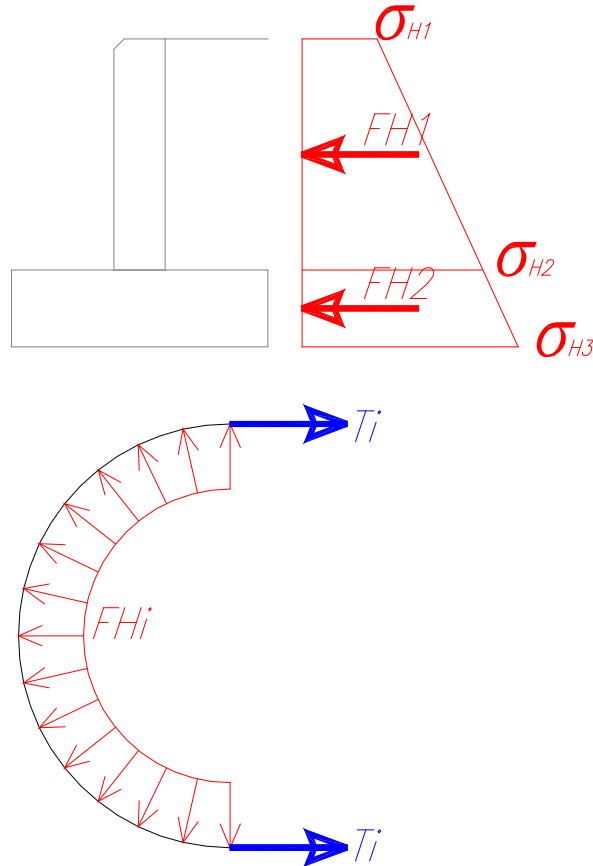


Figura 9 Forze sull'anello di fondazione

$$\sigma_{v1} = \gamma_w \cdot h_L = 10.00 \frac{kN}{m^3} \cdot 17.68m = 176.80 \frac{kN}{m^2}$$

tensione verticale alla quota h1

$$\sigma_{v2} = \sigma_{v1} + \gamma_t \cdot h = 176.80 + 18.00 \cdot 2.25m = 217.30 \frac{kN}{m^2}$$

tensione verticale alla quota h2

$$\sigma_{v3} = \sigma_{v1} + \gamma_t \cdot h = 176.80 + 18.00 \cdot 3.00m = 230.80 \frac{kN}{m^2}$$

tensione verticale alla quota h3

$$k = 0.50$$

coefficiente di spinta

$$\sigma_{H1} = \sigma_{v1} \cdot k = 176.80 \cdot 0.50 = 88.40 \frac{kN}{m^2}$$

tensione orizzontale alla quota h1

$$\sigma_{H2} = \sigma_{v2} \cdot k = 217.30 \cdot 0.50 = 108.65 \frac{kN}{m^2}$$

tensione orizzontale alla quota h2

$$\sigma_{H3} = \sigma_{v3} \cdot k = 230.80 \cdot 0.50 = 115.40 \frac{kN}{m^2}$$

tensione orizzontale alla quota h3

$$F_{H1} = \frac{\sigma_{H1} + \sigma_{H2}}{2} \cdot h = \frac{88.40 + 108.65}{2} \cdot 2.25m = 221.68 \frac{kN}{m} \quad \text{forza radiale sull'anello}$$

$$F_{H2} = \frac{\sigma_{H2} + \sigma_{H3}}{2} \cdot h = \frac{108.65 + 115.40}{2} \cdot 0.75m = 84.02 \frac{kN}{m} \quad \text{forza radiale sulla ciabatta}$$

$$T_{k1} = F_{H1} \cdot \frac{D}{2} = 221.68 \frac{kN}{m} \cdot \frac{61.00}{2}m = 6761.28kN \quad \text{trazione nell'anello, valore caratterist.}$$

$$T_{k2} = F_{H2} \cdot \frac{D}{2} = 84.02 \frac{kN}{m} \cdot \frac{61.00}{2}m = 2562.61kN \quad \text{trazione nella ciabatta, valore caratterist.}$$

$$T_{Ed1} = \gamma_f \cdot T_{k1} = 1.50 \cdot 6761.28 = 10141.90kN \quad \text{trazione nell'anello, valore di calcolo}$$

$$T_{Ed2} = \gamma_f \cdot T_{k2} = 1.50 \cdot 2562.61 = 3843.92kN \quad \text{trazione nella ciabatta, valore di calcolo}$$

$$A_{S,req,1} = \frac{T_{Ed1}}{f_{yd}} = \frac{10141.9 \cdot 10^3}{391} = 25938.3mm^2 \quad \text{armatura richiesta nell'anello}$$

$$A_{S,req,2} = \frac{T_{Ed2}}{f_{yd}} = \frac{3843.92 \cdot 10^3}{391} = 9830.98mm^2 \quad \text{armatura richiesta nella ciabatta}$$

$$A_{S1} = 60\phi 26 = 31839mm^2 \quad \text{armatura nell'anello}$$

$$A_{S2} = 40\phi 20 = 12560mm^2 \quad \text{armatura nella ciabatta}$$

$$WR = \frac{A_{S,req,1}}{A_{S1}} = \frac{25938.3}{31839} = 0.82 \quad \text{tasso di lavoro armatura dell'anello}$$

$$WR = \frac{A_{S,req,2}}{A_{S2}} = \frac{9830.98}{12560} = 0.78 \quad \text{tasso di lavoro armatura della ciabatta}$$

7.2 ARMATURA DELLA CIABATTA

L'armatura della ciabatta è stata dimensionata assumendo lo schema puntone-tirante della figura seguente.

Lo schema è conservativo, in quanto trascura la quotaparte di forza che si trasmette al di sotto del muro, e che quindi non impegna le armature.

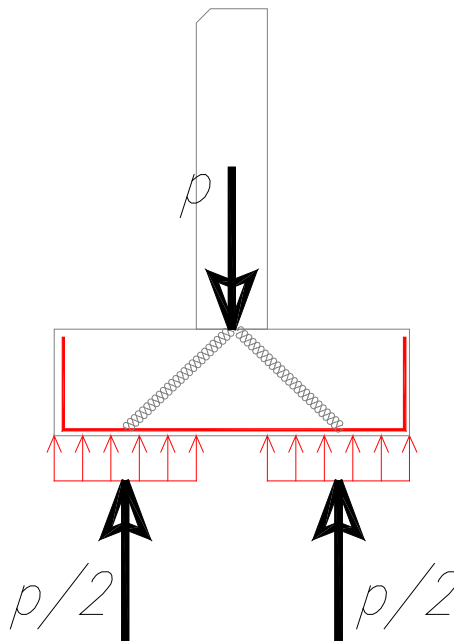


Figura 10 Schema puntone-tirante utilizzato per il dimensionamento dell'armatura della ciabatta

Le forze verticali dal mantello del serbatoio sono in accordo con il documento [2].

$$V_{1k} = 217 \frac{kN}{m}$$

da doc [2]

$$V_{2k} = 3 \frac{kN}{m}$$

da doc [2]

$$Pm = \gamma_{CLS} \cdot thk \cdot h = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.50m \cdot 2.25m = 28.13 \frac{kN}{m}$$

peso del muro

$$P_{Ed} = \gamma_G \cdot (V_{1k} + Pm) + \gamma_Q \cdot V_{2k} = 323.19kN$$

carico, valore di calcolo

$$T_{Ed} = \frac{P_{Ed}}{2} \cdot \frac{H}{V} = \frac{323.19}{2} kN \cdot \frac{62.5cm}{(75-5)cm} = 144.27kN$$

trazione nella catena inferiore

$$A_{S,req} = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{144.27 \cdot 10^3}{391} = 368.98mm^2$$

area di armatura richiesta

$$A_s = 4\phi 16 = 804mm^2$$

area dell'armatura

$$WR = \frac{A_{S,req}}{A_s} = \frac{368.98}{804} = 0.46$$

tasso di lavoro