

PATTO PER LO SVILUPPO DELLA REGIONE CAMPANIA – SETTORE AMBIENTALE
“PIANO DELLA DEPURAZIONE E SERVIZIO IDRICO INTEGRATO”

DELIBERA DI GIUNTA REGIONALE N. 443 DEL 24.09.2019 E SS.MM.II.

PROGETTO PER LA RISTRUTTURAZIONE DELLA RETE IDRICA
DEL COMUNE DI SAN MARTINO VALLE CAUDINA (AV)

Codice Unico di Progetto:
H63E19000160006

Finanziamento: **Interventi finanziati con risorse FSC
2021/2027 e fondi POR Campania
FESR 2000/2006**

Codice Identificativo Gara:

PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato:

A-03

Scala:

**Relazione di Calcolo Strutturale
Pozzetto Prefabbricato**

Responsabile della Progettazione:

Progettista
Ing. Danilo De Masi

Responsabile di Fase:

Gruppo di Progettazione/Collaboratori:

ing. **Alessandro Petrozziello**
arch. **Vincenzo Tozza**

Responsabile Unico del Progetto:

Ing. **Daniilo De Masi**

V.to Direttore Generale:

Ing. **Andrea Palomba**

V.to Amministratore Unico:

Prof.ssa **Alfonsina De Felice**

Revisione:	Nome file:	Data:	Descrizione:	Redatto:	Approvato:
	Elaborato A-01.pdf	Dicembre 2022			
1 ^a	Dicembre 2024				
2 ^a	Dicembre 2025				
3 ^a					
4 ^a					

Il presente elaborato, posto sotto la tutela di legge è stato redatto da Alto Calore Servizi S.p.A. e, senza preventiva autorizzazione, ne sono vietate riproduzioni, anche parziali, o la cessione a terzi estranei ai procedimenti autorizzativi o di appalto.

VERIFICA STATICA DI MASSIMA DI UN POZZETTO PREFABBRICATO TIPO

1. Generalità

Di seguito è illustrata la verifica statica di massima di un pozzetto prefabbricato tipo, adoperato per i lavori in oggetto.

2. Materiali utilizzati

1) Calcestruzzo vibrocompresso, impermeabile e dotato di elevata durabilità, come prescritto dalle norme UNI EN 206 e UNI EN 11104:

- Contenuto minimo di cemento 350 Kg/m³;
- Rapporto Acqua/Cemento 0,45;
- Cemento CEM II LL 42,5R, Classe di esposizione XC4 per la resistenza alla corrosione da carbonatazione, XS1/XD2 per la resistenza alla corrosione da cloruri, XF3 per la resistenza all'attacco di gelo/disgelo, XA1 per la resistenza agli ambienti chimici aggressivi;

2) Armatura con doppia rete Ø8, 20 x 20:

- Acciaio per armatura B 450 C (norme UNI-EN ISO 15630)
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

3) Marcatura CE secondo UNIEN 1917.

3. Caratteristiche degli elementi

Le caratteristiche di seguito specificate dovranno essere fornite da fabbricante a corredo della Dichiarazione di prestazione per pozzetto in calcestruzzo armato costituito da elemento con fondo, elemento camera di prolunga con gradini pre-montati e soletta di copertura in calcestruzzo armato, ai sensi del Regolamento (UE) n°305/2011 del 9 marzo 2011 e ss.mm.ii.

- Resistenza meccanica:

Elemento camera: Classe di Resistenza 50 KN/m²

Soletta 1800 mm x 1800 mm: Resistenza verticale 300 KN

- Resistenza a compressione :
 $R_{cK} \geq 40 \text{ MPa (N/mm}^2\text{)}$
- Capacità portante dei gradini pre-montati :
Inflessione $\leq 5 \text{ mm}$ in condizioni di carico verticale pari a 2 kN, con inflessione permanente $\leq 1 \text{ mm}$;
Resistente ad una forza di estrazione 5 kN

4. Verifica statica

4.1 Carico di Rottura

La determinazione del Carico di Rottura di un pozzetto di tipo prefabbricato in calcestruzzo armato è dato dalla seguente formula:

$$C_R = \text{Classe} \times LN/1000 \text{ (in KN/m)}$$

dove Classe rappresenta la Classe di resistenza espressa in KN/m^2 ed LN la luce nominale massima in pianta, dimensione interna, espressa in mm.

Nel caso in esame, i pozzetti hanno dimensione in pianta interne pari a 1.50 m x 1.50 m e classe di resistenza pari a 50 KN/m^2 .

Pertanto, applicando la formula sopra esposta risulta un carico di rottura pari a:

$$C_R = 1,5 \times 50 = 75 \text{ KN/m.}$$

4.2 Spinta laterale massima ammissibile sul pozzetto

La spinta laterale massima del terreno agente sul pozzetto è ricavabile dalla seguente espressione:

$$C_P \times C_R / C_t \times L_e \geq 1,5$$

Dove:

C_P è il coefficiente di posa che nell'ipotesi di sabbia ben compattata vale 2,2;

C_R è il carico di rottura determinato come sopra;

C_t è la spinta laterale massima del terreno;

L_e è la lunghezza esterna del pozzetto che, nel caso specifico, vale 1,80 m.

Inserendo i relativi valori, si ottiene una spinta laterale massima del terreno ammissibile sul pozzetto pari a:

$$C_t \leq C_P \times C_R / 1,5 \times L_e = (2,2 \times 75) / (1,5 \times 1,8)$$

Pertanto risulta:

$$C_t \leq 61,11 \text{ KN/m}^2 \approx 6.233 \text{ kg/m}^2$$

4.3 Spinta agente sulle pareti del pozzetto

Preliminarmente va osservato che, a vantaggio di sicurezza, è lecito trascurare la spinta idrostatica interna dovuta al pozzetto pieno d'acqua in quanto contrapposta alla spinta esterna del terreno.

Per quanto attiene la valutazione della spinta agente sulle pareti del pozzetto, in funzione della profondità, è stata adottata la seguente relazione:

$$S(h) = (K_0 \times \gamma \times h) + (K_0 \times P_{VC}) \quad (\text{in kg/m}^2)$$

Essendo:

$K_0 = 1 - \sin \varphi$ = coefficiente di spinta a riposo del terreno, trattandosi di struttura scatolare;

γ = peso specifico del terreno;

$P_{VC} = \emptyset P_v$ = sovraccarico verticale mobile dove:

$\emptyset = 1 + 0,3/H$ = fattore di carico dinamico per strade ed autostrade (pari all'unità nel caso di carico statico);

H = profondità rispetto al piano viario;

P_v = pressione verticale, desumibile dal grafico fornito dalla normativa e di seguito illustrato, con riferimento ad un convoglio da 45 ton., con tre assi e dunque con sovraccarico delle ruote anteriori e posteriori pari a 7.500 kg.

Dall'ultimo dato elencato, risulta innanzitutto che il carico di rottura della soletta di copertura in calcestruzzo armato, pari a 300 KN (30.000 kg), è di gran lunga maggiore del carico trasmesso dalla ruota del convoglio da 45 tonnellate, pari a 7,5 KN (7.500 kg).

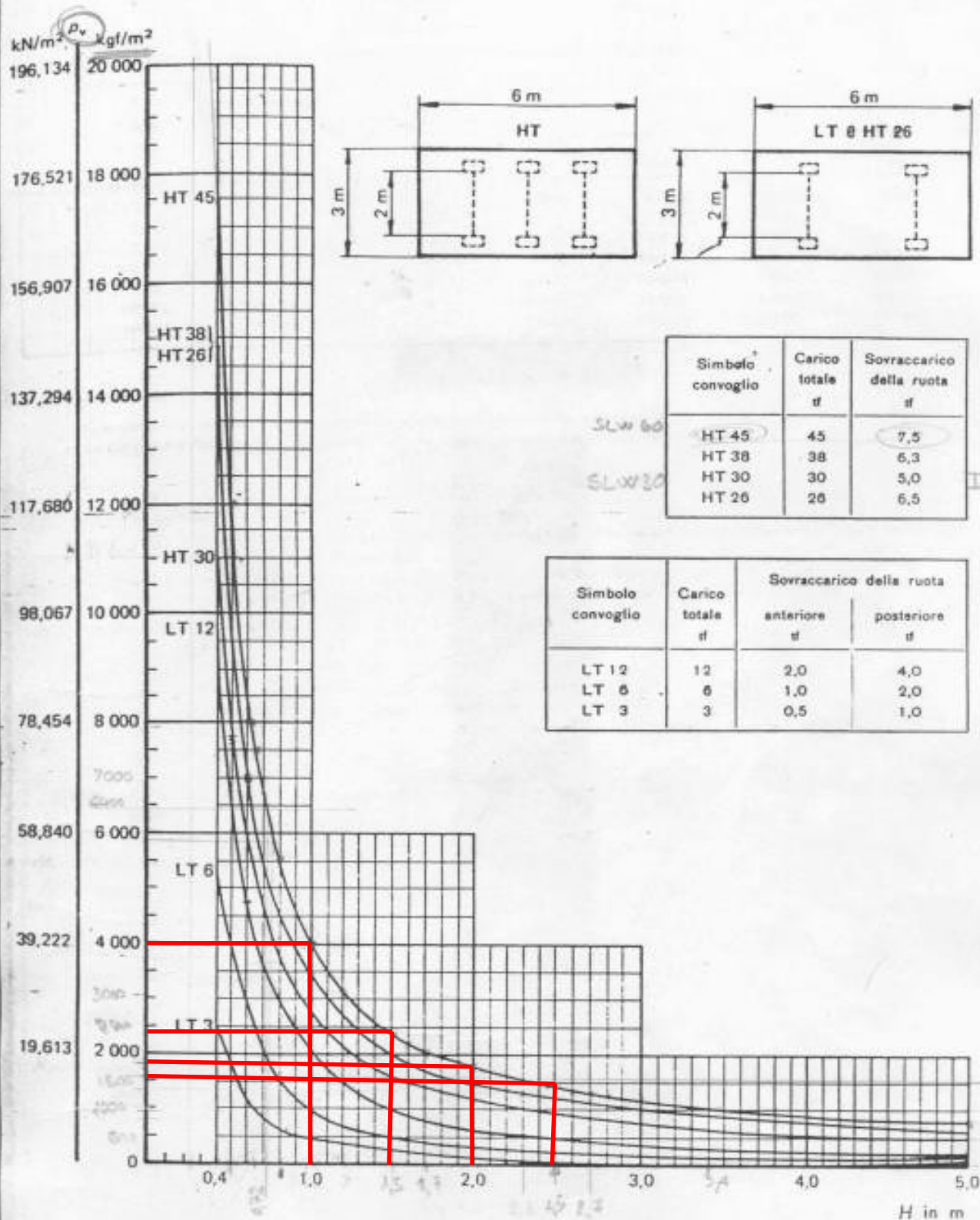


Fig. 11 - Pressione verticale p_v di cui alla formula [4a], in kgf/m^2 (kN/m^2), a livello della generatrice superiore del tubo dovuta al transito di un convoglio tipo, in funzione dell'altezza H del rinterro

Con riferimento alla spinta dovuta al terreno, sono stati adottati i valori indicativi del peso di volume e dell'angolo di attrito del terreno di riporto tipicamente posto in opera:

$$\gamma_{\text{terr}} = 1.600 \text{ kg/m}^3$$

$$\varphi = 20^\circ$$

Pertanto, dai valori desunti dal grafico precedente, per quanto attiene il sovraccarico verticale mobile, e dai valori adottati per le caratteristiche fisiche del terreno, la spinta agente sulle pareti del pozzetto alle diverse profondità vale:

$$S (1) = (0,66 \times 1.600 \text{ kg/m}^3 \times 1,0 \text{ m}) + (0,66 \times 4.000 \text{ kg/m}^2 \times 1,30) = 4.488 \text{ kg/m}^2$$

$$S (2) = (0,66 \times 1.600 \text{ kg/m}^3 \times 1,5 \text{ m}) + (0,66 \times 2.200 \text{ kg/m}^2 \times 1,20) = 3.326 \text{ kg/m}^2$$

$$S (3) = (0,66 \times 1.600 \text{ kg/m}^3 \times 2,0 \text{ m}) + (0,66 \times 1.800 \text{ kg/m}^2 \times 1,15) = 3.478 \text{ kg/m}^2$$

$$S (4) = (0,66 \times 1.600 \text{ kg/m}^3 \times 2,5 \text{ m}) + (0,66 \times 1.500 \text{ kg/m}^2 \times 1,12) = 3.749 \text{ kg/m}^2$$

Poiché risulta $S_{\text{max}} < C_t = 6.233 \text{ kg/m}^2$, la classe di resistenza del pozzetto scelta risulta idonea a sopportare i carichi agenti.

4.4 Verifica capacità portante terreno-fondazione

In termini di verifica geotecnica e di fondazione vale la pena innanzitutto osservare che la realizzazione del pozzetto comporta la rimozione di un volume di terreno pieno in sostituzione di un volume cavo sicuramente più leggero anche nella condizione di pozzetto pieno d'acqua.

Ad ogni modo, per calcolare la capacità portante del terreno di fondazione, è possibile utilizzare la relazione di Terzaghi, secondo la quale il carico limite è espresso dalla formula:

$$q_{lim} = c N_c + \gamma_1 D N_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma$$

dove:

c = coesione;

γ_1 = peso di volume del terreno posto al di sopra del piano di fondazione;

γ_2 = peso di volume del terreno di fondazione;

D = profondità di incasso delle fondazioni;

B = lato minore della fondazione;

N_c, N_q e N_γ = fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di attrito interno del terreno.

Per il calcolo della capacità portante si è fatto riferimento alla formula di Meyerhof, simile a quella di Terzaghi; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Meyerhof (1963)

Vertical load:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

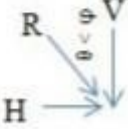
Inclined load:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1.4 \cdot \varphi)$$

Viene introdotto un coefficiente s_γ che moltiplica il fattore N_γ , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

Factors	Value	For
Shape:		
	$s_c = 1 + 0.2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$	Any φ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$	$\varphi > 0$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\varphi = 0$
Depth:		
	$d_c = 1 + 0.2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$	Any φ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$	$\varphi > 0$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\varphi = 0$
Inclination:		
	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Any φ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\varphi^\circ}\right)^2$	$\varphi > 0$
	$i_\gamma = 0 \text{ for } \theta > 0$	$\varphi = 0$

Introducendo i valori dei parametri (nelle condizioni peggiorative) nella precedente relazione, si ottengono i valori che sono di seguito in tabella:

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof

Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(g)	t/mc	1,90
Angolo di attrito interno	(f)	°	20,00
Coesione	(c')	t/m²	0,00
Kp			2,03961
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(gr)	t/mc	1,60

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	2,10
Lunghezza fondazione	L	m	2,10
Eccentricità larghezza	ex	m	0,000
Eccentricità lunghezza	ey	m	0,000
Approfondimento	D	m	2,50
Inclinazione carico	i	°	0,00
Larghezza ridotta	B'	m	2,10
Lunghezza ridotta	L'	m	2,10

Coefficienti di fondazione		
Nq		6,3994 $e^{(p/q \cdot f)} \cdot \text{tg}^2 (45^\circ + f/2)$
Ng		2,8709 $(Nq - 1) \text{tg} (1,4 \cdot f)$
Nc		14,8347 $(Nq - 1) \text{ctg} (f)$

Fattori di forma		
sc		1,4079 $1 + 0,2 \cdot Kp(B/L)$
sq = sg		1,2040 $1 + 0,1 \cdot Kp(B/L)$

Fattori di profondità		
dc		1,3400 $1 + 0,2 Kp^{1/2} \cdot D/B$
dq = dg		1,1700 $1 + 0,1 Kp^{1/2} \cdot D/B$

Fattori di inclinazione del carico		
iq = ic		1,0000 $(1 - i^\circ/90)^\alpha$
ig		1,0000 $(1 - i^\circ/f)^\alpha$

Calcolo del carico limite

36,0581	$gr \cdot D \cdot Nq \cdot sq \cdot dq \cdot iq$
8,0680	$0,5 \cdot B' \cdot g \cdot Ng \cdot sg \cdot dg \cdot ig$
0,0000	$c' \cdot Nc \cdot sc \cdot dc \cdot ic$

qd		t/m²	44,1261	TOTALE
----	--	------	---------	--------

Qamm		t/m²	14,7087	qd / Fs con Fs =3
------	--	------	---------	-------------------

Pertanto, essendo la capacità portante sempre superiore al valore di esercizio derivante dai carichi sovrastanti, tale verifica risulta soddisfatta.

In definitiva, sebbene i valori adottati per il calcolo sono valori medi ipotizzati, tenuto conto del livello di progettazione, i risultati possono essere ritenuti attendibili.