

**CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO
ITINERARIO MAGLIE - SANTA MARIA DI LEUCA
S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"**

LAVORI DI AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. B DEL D.M. 5.11.2001

S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000

1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

PROGETTO DEFINITIVO

COD. **BA283**

PROGETTAZIONE: ANAS - STRUTTURA TERRITORIALE PUGLIA

I PROGETTISTI Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore Ing. Simona MASCIULLO - Progettista	ATTIVITA' DI SUPPORTO RTP: Lombardi Ingegneria S.r.L. - Strutture TechProject S.r.L. - Geotecnica - Impianti
COLLABORATORI Geom. Andrea DELL'ANNA Geom. Massimo MARTANO Geom. Giuseppe CALO'	
IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Alberto SANCHIRICO	
IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA	
RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT E PROGETTI SPECIALI Ing. Nicola MARZI	
IL COMMISSARIO STRAORDINARIO Ing. Vincenzo MARZI	

**09 - OPERE D'ARTE MINORI
VASCHE DI PRIMA PIOGGIA
Elaborati Generali
Relazione di calcolo strutturale**

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. N. PROG.	T00_OI00_STR_RE01_B.pdf			
L0503A	D 1701	CODICE ELAB.	T000I00STRRE01	B	A4
B	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO		Marzo 2022		
A	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO		Ottobre 2018		
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1.	PREMESSA	3
1.1	Descrizione dell'opera	3
1.2	Descrizione dei terreni	5
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI	6
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1	Calcestruzzo	7
3.2	Acciaio da cemento armato	7
3.3	Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferrì	8
4.	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	9
4.1	Terreni di ricoprimento	9
4.2	Terreni di fondazione	9
5.	CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI	10
5.1	Software di calcolo	10
5.2	Modellazione	10
5.3	Verifiche SLU	10
5.3.1	Verifiche a pressoflessione	10
5.3.2	Verifiche a taglio	10
5.4	Verifiche SLE	12
5.5	Verifiche SLU-GEO	12
5.5.1	Verifiche a carico limite	13
6.	ANALISI DEI CARICHI	15
6.1	Peso proprio	15
6.2	Peso dell'acqua	15
6.3	Spinta delle terre in condizioni statiche	15
6.4	Spinta dell'acqua	16
6.5	Spinta delle terre in condizioni sismiche	16
6.6	Inerzia delle masse strutturali in condizioni sismiche	18

6.7	Carichi variabili	18
6.7.1	Carichi agenti sulla soletta di copertura	18
6.7.2	Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali	18
7.	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	20
7.1	Definizione dei coefficienti di partecipazione	20
8.	VERIFICHE SLU	23
8.1	Verifiche a pressoflessione	23
8.2	Verifiche a taglio	29
8.2.1	Soletta superiore	29
8.2.2	Piedritti	30
8.2.3	Soletta inferiore	31
8.2.4	Risultati delle verifiche a taglio	32
9.	VERIFICHE SLE	33
9.1.1	Soletta superiore	33
9.1.2	Piedritti	35
9.1.3	Soletta inferiore	38
9.1.4	Verifiche delle tensioni di esercizio	40
9.1.5	Verifiche di apertura delle fessure	41
10.	VERIFICHE SLU - GEO	42
10.1	Verifiche a carico limite	42

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale delle vasche di prima pioggia, realizzate in conglomerato cementizio armato, previste nell'ambito dei lavori per la "S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA" AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO AL D.M. 5.11.2001 - S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000 - 1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.".

1.1 Descrizione dell'opera

Lungo la tratta di progetto sono previste 16 vasche di prima pioggia divise in due tipologici ("A" e "B") differenziati attraverso la lunghezza dell'opera, 16,00m o 12,00m. Le vasche che rientrano nel Tipo "A" sono cinque e hanno le caratteristiche riportate nella tabella seguente:

Vasche Tipo "A"										
	L totale	L dissabbiatore	quota terreno	quota fondo pozzetto	quota fondo vasca	altezza netta pozzetto	altezza netta vasca	quota fondo collettore	collettore arrivo	collettore arrivo
	(m)	(m)	Q _{pc} (m s.l.m.m.)	Q _{tp} (m s.l.m.m.)	Q _{lv} (m s.l.m.m.)	H1 (m)	H2 (m)	Q _{pc} (m s.l.m.m.)	(DN)	(materiale)
vasca n. 01	16,00	10,00	83,90	80,30	78,70	3,40	5,00	80,48	1200	C.A.
vasca n. 03	16,00	10,00	84,50	81,80	80,20	2,50	4,10	81,99	1000	PEAD
vasca n. 05	16,00	10,00	81,71	79,65	78,05	1,86	3,46	79,83	1000	PEAD
vasca n. 08	16,00	10,00	81,87	76,90	75,30	4,77	6,37	77,08	1400	C.A.
vasca n. 10	16,00	10,00	90,44	87,55	85,95	2,69	4,29	87,77	1000	PEAD

con un'altezza complessiva che varia tra 4,36m e 7,27m.

Le vasche di Tipo "B" sono undici e hanno le seguenti caratteristiche:

Vasche Tipo "B"										
	L totale	L dissabbiatore	quota terreno	quota fondo pozzetto	quota fondo vasca	altezza netta pozzetto	altezza netta vasca	quota fondo collettore	collettore arrivo	collettore arrivo
	(m)	(m)	Q _{pc} (m s.l.m.m.)	Q _{tp} (m s.l.m.m.)	Q _{lv} (m s.l.m.m.)	H1 (m)	H2 (m)	Q _{pc} (m s.l.m.m.)	(DN)	(materiale)
vasca n. 02	12,00	6,00	83,68	79,45	77,85	4,03	5,63	81,99	1000	PEAD
vasca n. 04	12,00	6,00	86,00	84,15	82,55	1,65	3,25	84,37	630	PEAD
vasca n. 06	12,00	6,00	82,34	80,50	78,90	1,64	3,24	80,71	630	PEAD
vasca n. 07	12,00	6,00	81,50	77,75	76,15	3,55	5,15	77,93	800	PEAD
vasca n. 09	12,00	6,00	92,39	90,20	88,60	1,99	3,59	90,39	1000	PEAD
vasca n. 11	12,00	6,00	91,14	86,55	84,95	4,39	5,99	86,76	1400	C.A.
vasca n. 12	12,00	6,00	98,87	94,20	92,60	4,47	6,07	94,41	1200	C.A.
vasca n. 13A	12,00	6,00	98,50	95,90	94,30	2,40	4,00	96,1	800	PEAD
vasca n. 13B	13,00	7,00	98,31	95,00	93,40	3,11	4,71	95,17	1200	C.A.
vasca n. 14	12,00	6,00	107,20	103,75	102,15	3,25	4,85	103,96	630	PEAD
vasca n. 15	12,00	6,00	104,30	99,20	97,60	4,90	6,50	99,4	1200	C.A.

con un'altezza complessiva che varia tra 4,14m e 7,40m.

Il dimensionamento è stato effettuato sulla vasca con le caratteristiche più gravose tra i due gruppi tipologici. Il manufatto tipologico scelto ha dimensioni in pianta di 3.80x16.00m ed un'altezza complessiva di 7.40m. Gli spessori della soletta e delle pareti laterali sono di 40 cm mentre la platea di fondazione è di 50 cm. La struttura non ha ricoprimento sulla soletta superiore.

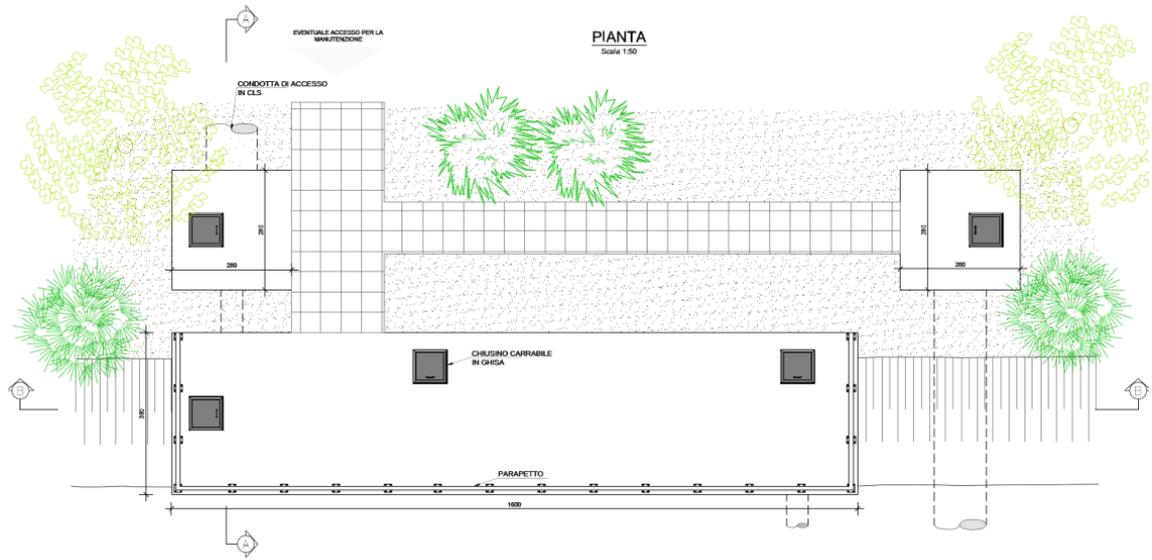
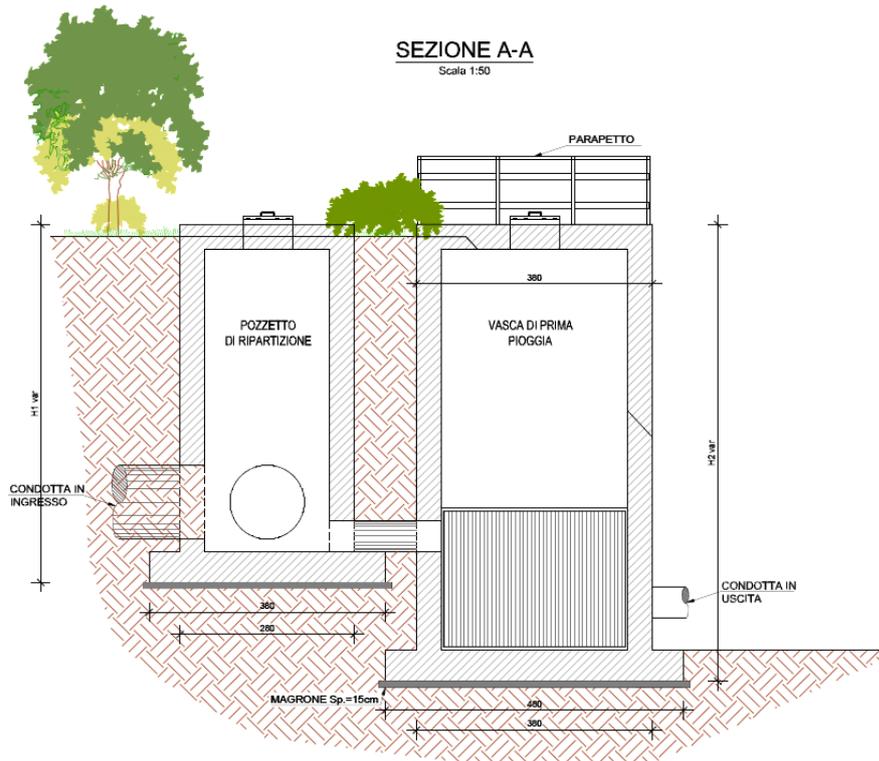


Figura 1 - Pianta tipo vasca di prima pioggia



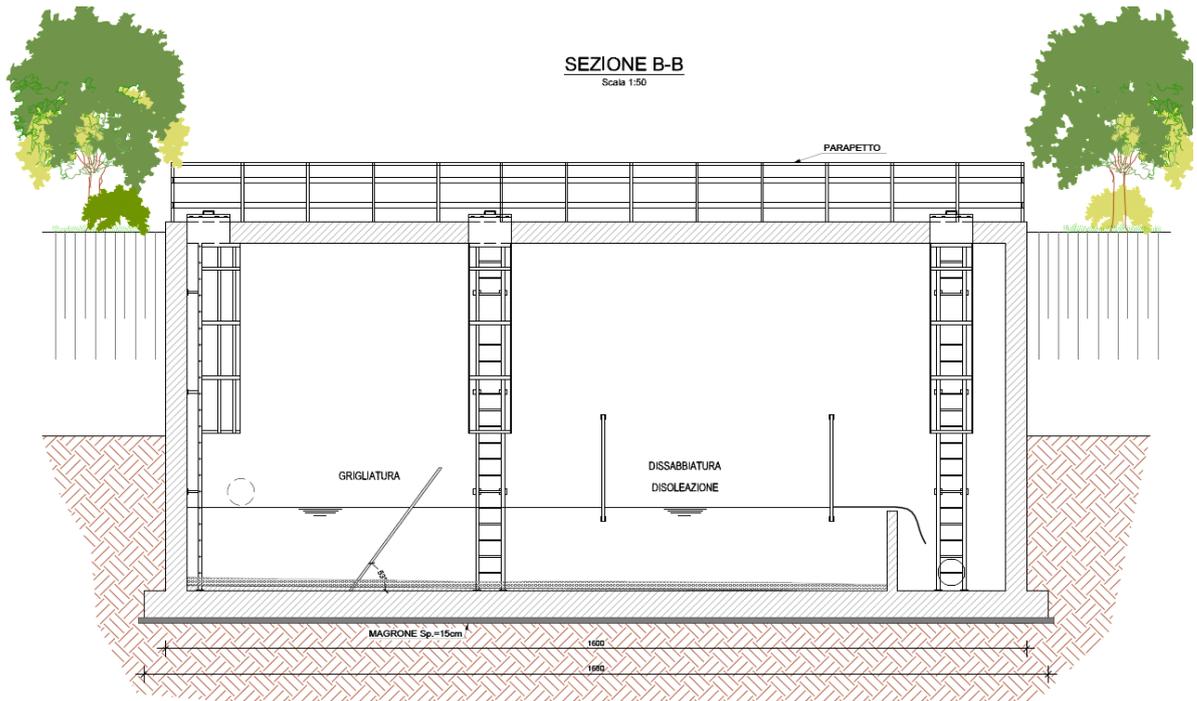


Figura 2 - Sezioni tipo A-A e B-B Vasca di prima pioggia

1.2 Descrizione dei terreni

Il sottosuolo nella zona di riferimento è caratterizzata da una stratigrafia che comprende tutte le unità geotecniche riportate nella tabella seguente:

RIEPILOGO PARAMETRI GEOTECNICI					
Unità Geotecnica	peso volume γ [kN/m ³]	res. compr. q_c [MPa]	coesione c' [kPa]	angolo att. ϕ' [°]	mod. def. E [MPa]
T1a - Terreno di riporto	19÷20	-	10	20	10÷20
T1b - Coperture eluviali e colluviali	19	-	1÷10	25÷30	10÷20
T2a - Sabbie e sabbie limose	19÷20	-	1÷10	25÷30	10÷20
T2b - Limi argillosi sabbiosi	19	-	1÷10	22÷27	10
R1 - Calcareniti molto alterate	20	-	1÷10	25÷30	10÷20
R1 - Calcareniti mediamente alterate	20	3,5÷9,5	160÷475	29÷31	150÷600
R1 - Calcareniti non alterate	22	23	1350	34	2500

Per il dimensionamento delle opera in esame si sono scelti i parametri riportati nel capitolo 4.

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore elencate nel seguito.

- [I] Legge n. 1086 del 5 novembre 1971: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica";
- [II] Legge n.1086 del 5 novembre 1971 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- [III] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: " Norme Tecniche per le Costruzioni";
- [IV] Circolare M.LL.PP. n.617 del 2 febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme Tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale del 14/01/2008";
- [V] Eurocodice 8: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica" Marzo 2005;

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono di seguito riportate:

Calcestruzzo di classe C12/15 (R_{ck} 15 N/mm²) per sottofondazione.

Calcestruzzo di classe C28/35 (R_{ck} 35 N/mm²) per fondazione.

Calcestruzzo di classe C28/35 (R_{ck} 35 N/mm²) per elevazione.

Acciaio B450C per armature metalliche.

3.1 Calcestruzzo

CLASSE CONGLOMERATO			C 28/35
Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	35	[N/mm ²]
Classe di esposizione		XC3	
Classe di consistenza		S4	
Rapporto a/c		0.55	
Dosaggio cemento		320	[kg/mc]
Diametro massimo aggregati		32	[mm]
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	29.05	[N/mm ²]
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	37.05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	19.37	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	16.46	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [$R_{ck} < 50/60$]	2.83	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1.98	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3.40	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.32	[N/mm ²]
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	32588	[N/mm ²]

Trattandosi di strutture a permanente contatto con il terreno si adotta un **copriferro di 5 cm.**

3.2 Acciaio da cemento armato

TIPO DI ACCIAIO			B450C
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450	[N/mm ²]
Modulo elastico	E_s	210000	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/1.15$	391.3	[N/mm ²]

3.3 Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferri

Il calcestruzzo deve essere in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nella presente sezione si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi (resistenza caratteristica, copriferri, ecc..) da impiegare per la realizzazione delle diverse parti dell'opera in oggetto tali da conseguire il requisito di durabilità richiesto.

In relazione alle classi di esposizione ambientale definite nella *UNI EN 206-1* e nella *UNI 11104*, sono state attribuite ai diversi elementi strutturali le seguenti classi di esposizione alle quali sono state associate le condizioni ambientali:

<i>fondazioni spalle</i>	<i>XC3</i>	<i>c.a. ordinarie;</i>
<i>elevazioni spalle</i>	<i>XC3</i>	<i>c.a. ordinarie;</i>
<i>soletta impalcato</i>	<i>XC3</i>	<i>c.a. ordinarie.</i>

L'armatura deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto della tolleranza di posa delle armature.

La distanza tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Considerate le classi di esposizione ambientale, la tipologia delle opere e le classi del calcestruzzo impiegato, i valori del copriferro minimo sono assunti pari a:

Elemento	Copriferro minimo di progetto c_{min} (mm)
Fondazione spalle/pile	25
Elevazione spalle/pile	25
Soletta impalcato e travi in c.a.p.	25

4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Nei paragrafi seguenti sono riportati i parametri geotecnici di riferimento utilizzati nel dimensionamento delle opere in oggetto.

4.1 Terreni di ricoprimento

Per il terreno di rinfianco si utilizza il terreno che presenta le seguenti caratteristiche

PROPRIETA'	SIGLA	VALORE	U.M.
Peso specifico	γ	18.00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	ϕ	35.00	[°]
Coesione	c	0.00	[kPa]
Coefficiente di spinta a riposo	$K_o^{(*)}$	0.43	[-]

(*) calcolata avvalendosi della formulazione di Jaky (1944) $K_o=1-\text{sen}(\phi)$

4.2 Terreni di fondazione

PROPRIETA'	SIGLA	VALORE	U.M.
Peso specifico	γ	20.00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	ϕ	25.00	[°]
Coesione	c	0.00	[kPa]
Molle Winkler	k	75625	[kN/m ³]
Modulo di elasticità	E	15.00	[MPa]

La falda è assunta a profondità tale da non interferire con il volume significativo interessato dall'opera in progetto.

5. CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI

5.1 Software di calcolo

Per l'analisi del manufatto è stato utilizzato un foglio di calcolo, sviluppato in ambiente VBA-Excel, per il calcolo di strutture scatolari. Il calcolo dei domini N-M impiegati nelle verifiche a pressoflessione, invece, sono stati condotti con l'ausilio del programma VCA-Slu del prof. Piero Gelfi.

L'affidabilità dei codici è stata verificata grazie al positivo riscontro con codici di calcolo commerciali e calcolo manuale per semplici configurazioni.

Per determinare le caratteristiche sismiche del sito di progetto è stato impiegato l'applicativo "GeoStru-Parametri Sismici".

5.2 Modellazione

Le analisi sono state condotte su una striscia unitaria di struttura mediante un modello di calcolo bidimensionale in condizioni di deformazione piana.

La struttura è definita sulla base degli assi baricentrici degli elementi. La fondazione, invece, è rappresentata con schema di trave su letto di molle (alla Winkler) non reagenti a trazione. Il valore della costante di sottofondo adottato nel calcolo è riportato nel paragrafo 4.2.

5.3 Verifiche SLU

5.3.1 Verifiche a pressoflessione

La verifica agli SLU è stata realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Il calcolo dei domini è stato svolto sotto le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateaux ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{\max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{\max} = f_{yk} / 1.15$)

5.3.2 Verifiche a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo (NTC18 - 4.1.2.3.5.1). Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
- $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- d è l'altezza utile della sezione [mm];
- $\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w è la larghezza minima della sezione [mm].

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio (NTC18 - 4.1.2.3.5.2).

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

con:

- d è l'altezza utile della sezione;
- b_w è la larghezza minima della sezione;
- σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;

- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- S è interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);
- α_c è un coefficiente maggiorativo par ad 1 per membrature non compresse.

5.4 Verifiche SLE

Le verifiche di stato limite di esercizio sono state eseguite secondo le prescrizioni contenute al 4.1.2.2 delle NTC18.

Per le verifiche di **fessurazione** si è assunto:

- classe di esposizione (funzione delle condizioni ambientali secondo norma UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006): XC3;
- condizioni ambientali ordinarie;
- armature poco sensibili.

Secondo la tabella 4.1.IV delle NTC18 le verifiche di fessurazione sono da eseguire sulle combinazioni "frequente" e "quasi permanente". A vantaggio di sicurezza tali verifiche sono state condotte sulla combinazione "rara".

I valori limite di apertura delle fessure valgono:

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}; \quad w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

La verifica si ritiene soddisfatta se $w_d \leq \min(w_2; w_3)$ dove w_d , valore di calcolo di apertura delle fessure, è valutato secondo le indicazioni al 4.1.2.2.4.5 delle NTC18.

La **verifica delle tensioni in esercizio** nel calcestruzzo e nell'acciaio, in accordo con il 4.1.2.2.5.1 ed il 4.1.2.2.5.2 delle NTC18, è stata eseguita considerando i seguenti limiti tensionali a vantaggio di sicurezza in combinazione rara:

$$\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck}$$

$$\sigma_a < 0.8 f_{yk}$$

5.5 Verifiche SLU-GEO

Le verifiche sono state effettuate accertando che sia soddisfatta la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

con E_d è il valore di progetto dell'azione instabilizzante e R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. E' stata analizzata la condizione di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (SLU GEO).

Le verifiche GEO sono effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle seguenti

5.5.1 Verifiche a carico limite

Operativamente, il calcolo del carico limite è stata impiegata l'espressione generale di Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

nella quale:

- N_c, N_q, N_{γ} fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;
- s_c, s_q, s_{γ} fattori di forma della fondazione;
- i_c, i_q, i_{γ} fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_{γ} fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base;
- g_c, g_q, g_{γ} fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_c, d_q, d_{γ} fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per la determinazione dei fattori di capacità portante N_q e N_c si fa riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924). Per il fattore N_{γ} si fa riferimento all'espressione proposta da Caquot e Kérisel (1953).

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \phi} \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \tan \phi$$

Per tener conto dell'eccentricità e della risultante dei carichi, il valore della larghezza B da introdurre nell'equazione del carico limite è quello corrispondente all'area effettiva equivalente (Meyerhof, 1953), ossia alla minima superficie rispetto alla quale la risultante risulta centrata.

Nel caso di fondazioni quadrate o rettangolari tale larghezza è data da:

$$B = B_R - 2 \cdot e$$

dove B_R è la larghezza della fondazione reale.

- *Fattori di forma*

$$s_{\gamma} = s_q = 1 + 0.1 \cdot K_p \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot K_p \frac{B}{L}$$

- *Fattori di profondità*

Per profondità relative $D/B \leq 1$

$$d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$$

Per profondità relative $D/B > 1$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1}(D/B)$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi} \quad d_\gamma = 1$$

- *Fattori di inclinazione del carico*

Definito il parametro

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \phi} \right)^{m+1} \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \phi} \right)^m \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi}$$

- *Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione*

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi)^2 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi} \quad b_\gamma = b_q$$

dove α è l'inclinazione del piano di posa sul piano orizzontale.

- *Fattori di inclinazione del pendio*

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi} \quad g_\gamma = g_q$$

dove ω è l'inclinazione del piano campagna.

6. ANALISI DEI CARICHI

Gli schemi di carico dello scatolare sono qualitativamente sintetizzati nella Figura 1. Nei paragrafi che seguono sono analizzati singolarmente i carichi.

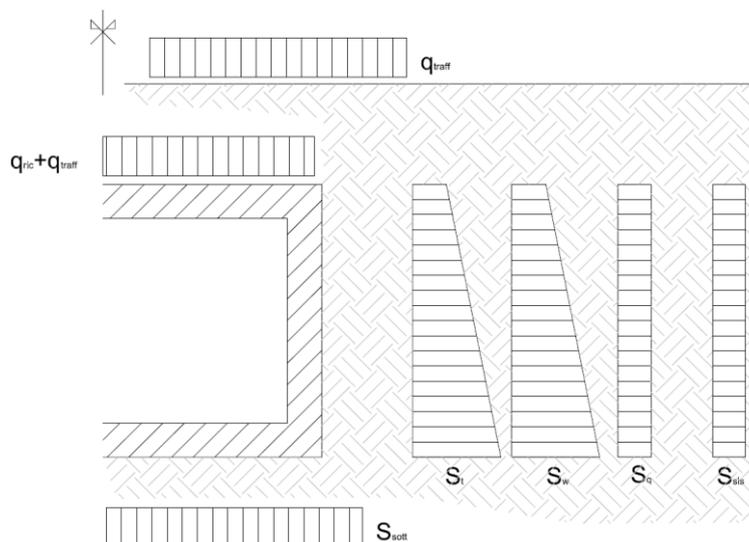


Figura 1 – Schematizzazione dei carichi agenti sull'opera

6.1 Peso proprio

Il peso proprio del manufatto è calcolato in automatico dal codice di calcolo assumendo per il calcestruzzo $\gamma_{ca} = 25 \text{ kN/m}^3$.

6.2 Peso dell'acqua

Il peso dell'acqua (P_w) sulla zattera di fondazione è stato valutato considerando a vantaggio di sicurezza un'altezza massima di riempimento pari a 2m (sfioro posizionato a 1.5 m).

6.3 Spinta delle terre in condizioni statiche

La spinta orizzontale del terreno (S_t) è valutata mediante l'espressione:

$$\sigma_h(z) = \gamma' z K_o$$

con

- z = profondità misurata dal piano campagna
- K_o = coefficiente di spinta a riposo; $K_o = 1 - \tan^2 \phi$

risulta pertanto una spinta del terreno con distribuzione triangolare con valore nullo al piano campagna e massimo alla base della platea.

6.4 Spinta dell'acqua

La spinta orizzontale dell'acqua (S_w) sulle pareti laterali non risulta presente vista la profondità della falda per il progetto dell'opera in esame.

6.5 Spinta delle terre in condizioni sismiche

Per l'analisi in condizioni sismiche si fa riferimento al metodo pseudo statico. L'incremento di sollecitazione della spinta delle terre per effetto dell'eccitazione sismica, nelle due sezioni caratteristiche indagate, dipende sostanzialmente dal meccanismo di collasso geotecnico derivante dagli spostamenti ammissibili del sistema parete-terreno.

In presenza di sisma la struttura scatolare tende ad avere un comportamento "rigido" (muro che non può subire spostamenti). L'incremento di spinta sismica delle terre (S_{sis}), da sommare alla spinta statica, applicata a metà della parete considerata, è dato dall'espressione proposta da WOOD:

$$S_{sis} = a_g/g \cdot g \cdot S \cdot H_{sc}$$

essendo:

- S_{sis} = incremento di spinta sismica applicata a $H_{sc}/2$;
- H_{sc} = altezza di calcolo della struttura;
- g = peso di volume saturo del terreno;
- a_g/g accelerazione orizzontale su suolo rigido;
- $S = S_s S_T$ coefficiente di amplificazione stratigrafica/topografica.

I coefficienti di intensità sismica sono dati dalle espressioni (NTC18 7.11.6.2.1):

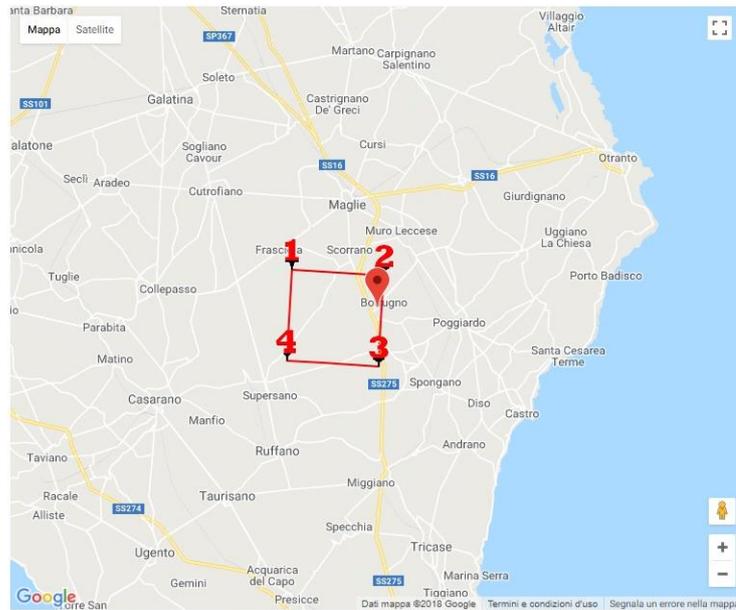
$$k_h = \beta_m a_{max}/g$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

con:

- $a_{max} = S_s S_T a_g$;
- β_m coefficiente riportato in normativa (7.11.6.2.1). $\beta_m = 1$ per muri che non subiscono spostamenti.

Si riportano di seguito i parametri adottati per l'analisi sismica (in condizioni di SLV) dell'opera ricavati a partire dall'individuazione secondo normativa vigente della zona sismica nella quale ricade l'intervento. Le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni delle unità geotecniche sono compatibili con la categoria B; le caratteristiche topografiche rispondono alla categoria T1, secondo NTC18.



Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.015	2.388	0.159
Danno (SLD)	50	0.020	2.450	0.206
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.059	2.609	0.432
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.083	2.581	0.486
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

Tipo: Muri di sostegno NTC 2018

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: B

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,59	1,51	1,30	1,27
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]: 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.018	0.024	0.070	0.100
kv	0.009	0.012	0.035	0.050
Amax [m/s ²]	0.178	0.236	0.690	0.981

Figura 2 – Valutazione dei coefficienti sismici e dei parametri di pericolosità sismica per il sito in esame

6.6 Inerzia delle masse strutturali in condizioni sismiche

L'inerzia delle masse strutturali è stata considerata tramite l'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dal sisma. Tale approccio consiste nell'applicazione di una forza pari al prodotto tra il coefficiente sismico precedentemente calcolato e la massa del generico elemento strutturale.

6.7 Carichi variabili

6.7.1 Carichi agenti sulla soletta di copertura

La soletta di copertura della vasca è interessata, a vantaggio di sicurezza, dal carico da folla posto pari a 5 kN/m².

6.7.2 Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali

Sul terreno di rinfianco è stato preso in considerazione un carico di 20 kN/m² associato alla presenza di mezzi pesanti utilizzati per effettuare la manutenzione delle vasche stesse.

La spinta dovuta ai sovraccarichi accidentali viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_{cq} = q \cdot k_0 \cdot H$$

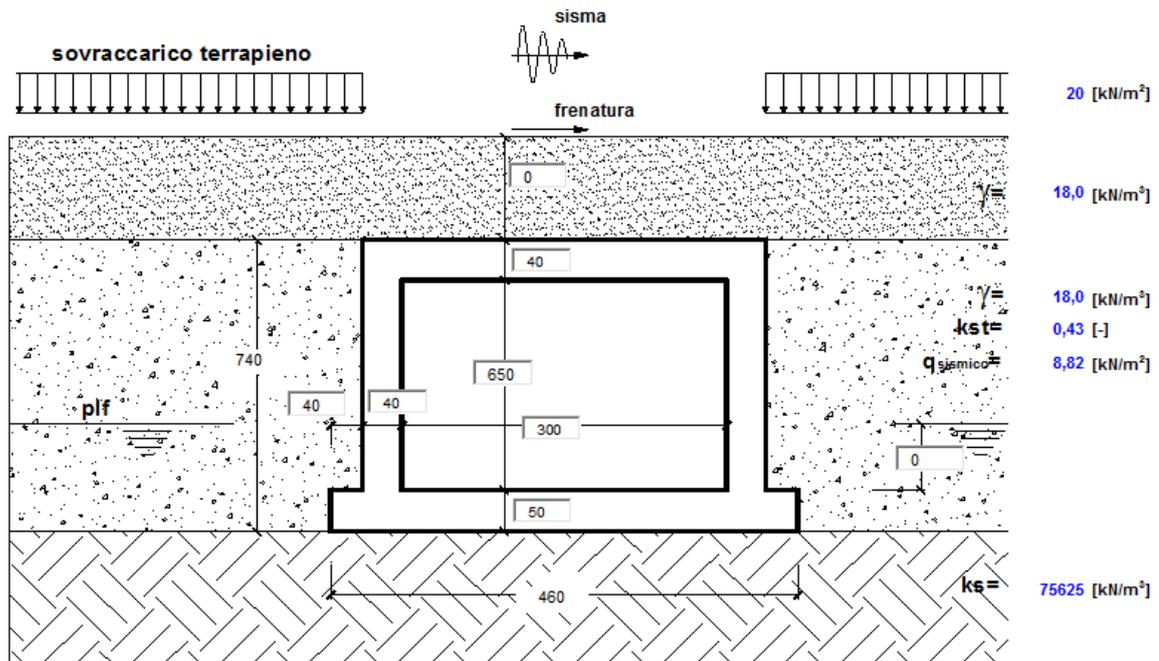
dove:

- q è l'entità del sovraccarico accidentale agente (peso della pavimentazione e del terreno di ricoprimento); sono stati considerati due differenti carichi accidentali da traffico:
 - carico concentrato, Q1 come da normativa, diffuso fino al piano medio della soletta di copertura
 - carico distribuito su corsia

- k_0 è il coefficiente di spinta del terreno
- H è l'altezza complessiva dello strato di terreno

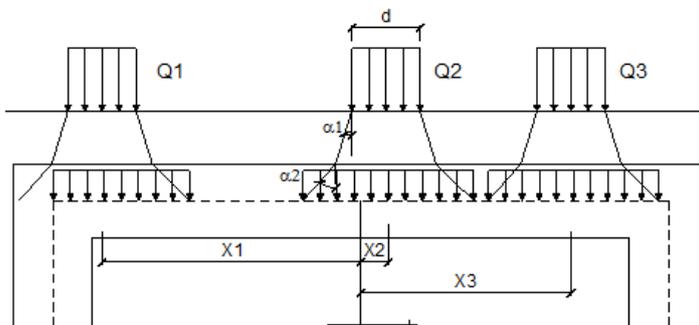
Il coefficiente di spinta è assunto pari a quello delle condizioni a riposo (k_0).

Sulla base delle azioni definite si riporta, in sintesi, il modello di calcolo adottato per il dimensionamento e verifica del manufatto considerato.



(dimensioni in cm)

modulo elastico cls E $3,00E+07$ [kN/m²] γ_{cls} 25 [kN/m³]
 acc. sismica or. k_h $0,07$ [-] γ_w 10 [kN/m³]



SOVRACCARICHI			
angolo di diffusione nel ricoprimento	α_1 [°]	0	
angolo di diffusione nella soletta	α_2 [°]	0	
CONDIZIONI DI CARICO		A	B
impronta del carico	d [m]	3,80	3,80
area influenza long.	l [m]	1,00	1,00
Carico 1	Q1 [kN]	0	0
	X1 [m]	0	0
Carico 2	Q2 [kN]	0	0
	X2 [m]	0	0
Carico 3	Q3 [kN]	0	0
	X3 [m]	0	0
Carico distribuito	[kN/m]	5	0

7. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono, in accordo con le NTC18, le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

Con:

- G_1 , peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 , peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P , pretensione e precompressione (assente in questo progetto);
- Q , azioni variabili sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo
- E , azioni sismiche derivanti dai terremoti.

7.1 Definizione dei coefficienti di partecipazione

I valori dei coefficienti correttivi introdotti sono riportati nelle tabelle; per la struttura in esame sono stati considerati i coefficienti amplificativi riportati in normativa nel capitolo relativo ai ponti (cap. 5 - Tab. 5.1.V).

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Figura 5 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Figura 3 - Coefficienti per le azioni variabili per ponti stradali

Ai sensi di quanto previsto dal NTC 2018 le combinazioni di carico sono state sviluppate secondo la Tab. 5.1.IV.A qui di seguito riportata:

Tab. 5.1.IV - Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Di conseguenza, si riportano le combinazioni delle azioni implementate nel programma di calcolo, rispettivamente per le verifiche SLU e SLE.

condizioni di carico	combinazioni di carico									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
peso proprio + perm.	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1	1	1,35	1,35	1
falda + spinta terreno	1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1
sovraccarico A	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0	1,0125	1,0125	0
sovraccarico B	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0,54	0,54	0
sovraccarico terreno sn	1,35	1,35	0	0	1,35	1,35	0	0,54	0,54	0
sovraccarico terreno dx	1,35	0	1,35	0	1,35	0	1,35	0,54	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0	1,35	1,35	0
sisma	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

Figura 7 - Combinazione delle azioni agenti sull'opera in progetto per le verifiche SLU

condizioni di carico	1	2	3
peso proprio + perm.	1	1	1
falda + spinta terreno	1	1	1
sovraccarico A	1	0,75	0
sovraccarico B	1	0,4	0
sovraccarico terreno sn	1	0,4	0
sovraccarico terreno dx	1	0,4	0
frenatura	1	0,75	0
sisma	0	0	0

Figura 8 - Combinazione delle azioni agenti sull'opera in progetto per le verifiche SLE (rara, frequente, quasi permanente)

8. VERIFICHE SLU

Le sollecitazioni agenti considerate si riferiscono all'involuppo delle sollecitazioni SLU-SLV. Nell'allegato si riportano gli andamenti delle caratteristiche di sollecitazione per ciascun elemento strutturale e per ciascuna combinazione di carico.

8.1 Verifiche a pressoflessione

8.1.1.1 Soletta superiore

La soletta superiore è armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo e le verifiche sono eseguite in corrispondenza delle seguenti sezioni:

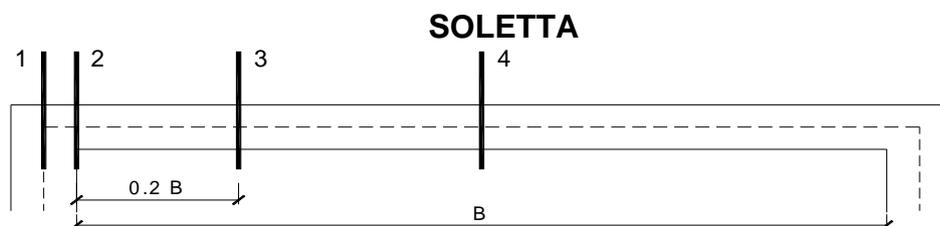


Figura 9 - Sezioni verificate sulla soletta superiore

Si riportano le sollecitazioni agenti, da involuppo SLU-SLV, corrispondenti alle sezioni considerate:

sez.	M	N
	[kNm/m]	[kN/m]
1	-141,44	95,80949
2	-130,143	96,16662
3	-106,716	96,16662
4	-31,9544	96,16662

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

8.1.1.2 Piedritti

I piedritti sono armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo e le verifiche sono eseguite in corrispondenza delle seguenti sezioni:

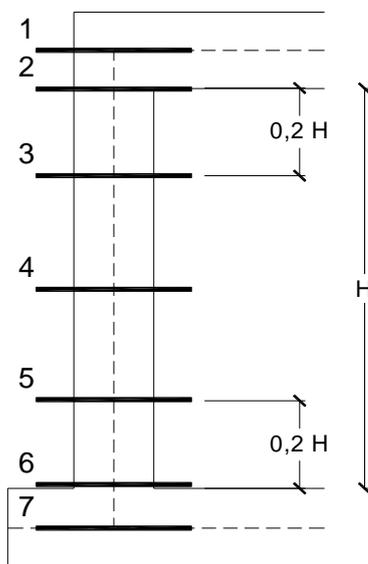


Figura 12 - Sezioni verificate sui piedritti

Si riportano le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, corrispondenti alle sezioni considerate:

sez.	M	N
	[kNm/m]	[kN/m]
1	-141,4	61,5
2	-127,0	66,2
3 min	-47,1	79,2
3 max	88,2	-15,2
4 min	0,0	0,0
4 max	138,5	51,5
5 min	-40,7	23,8
5 max	89,4	118,2
6	-238,6	36,8
7	-290,6	101,2

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/15 superiori
- Ø20/15 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura $\varnothing 12/20 \times 30$.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	23,55	5
			2	23,55	35

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 101 kN M_{xEd} 290 kNm M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C28/35

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰ f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰ E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 310,9 kNm σ_c -15,87 N/mm² σ_s 391,3 N/mm² ϵ_s 3,5 ‰ ϵ_s 17,14 ‰ d 35 cm x 5,934 x/d 0,1695 δ 0,7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapez. a T Circolare Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 13 - Dimensioni e armatura dei piedritti

Le azioni sollecitanti sono state confrontate con i valori resistenti:

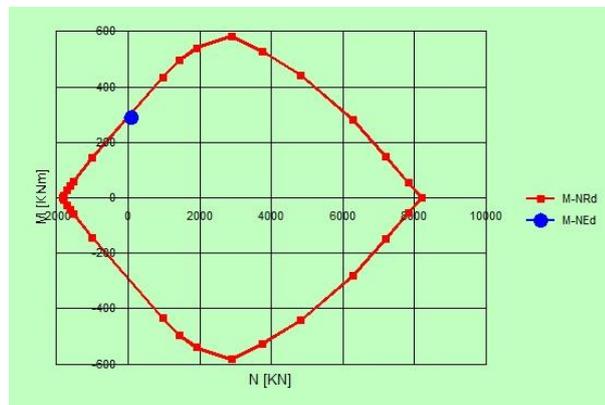


Figura 14 – Dominio ultimo della sezione

Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

8.1.1.3 Soletta inferiore

La soletta inferiore è armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo e le verifiche sono eseguite in corrispondenza delle seguenti sezioni:

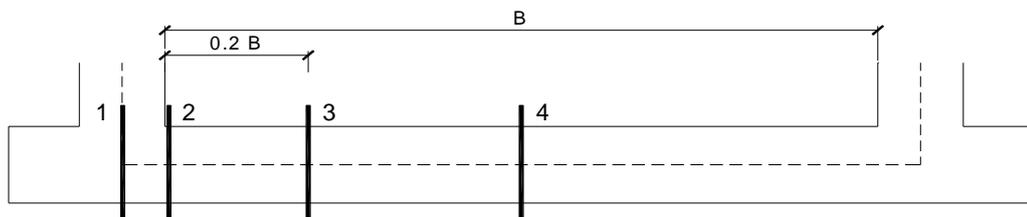


Figura 15 - Sezioni verificate sulla soletta inferiore

Si riportano le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, corrispondenti alle sezioni considerate:

sez.	M	N
	[kNm/m]	[kN/m]
1	-260,7	235,7
2	-228,5	235,4
3 min	-150,7	223,6
3 max	35,3	110,6
4	10,8	125,1

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 50 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/15 superiori
- Ø20/15 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

8.2 Verifiche a taglio

8.2.1 Soletta superiore

Poiché la soletta superiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, la verifica a taglio viene eseguita in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

Si riportano tuttavia le sollecitazioni agenti, da inviluppo SLU-SLV, nelle sezioni indicate:

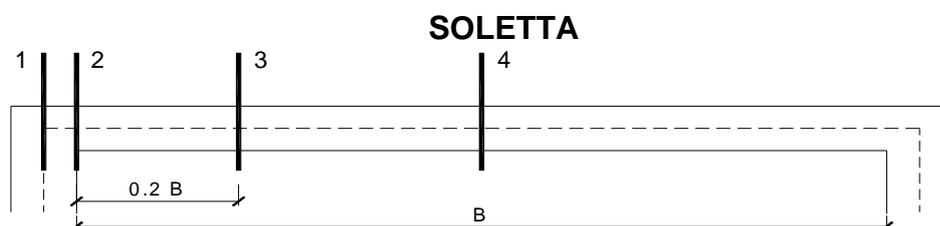


Figura 18 - Sezioni sulla soletta superiore

Sez.	V_{Ed}
(-)	(kN/m)
1	88,5
2	84,5
3	72,3
4	54,1

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riporta nel paragrafo 8.2.4 il risultato della verifica.

8.2.2 Piedritti

Poiché i piedritti dell'opera risultano armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo, le verifiche a taglio sono eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

Si riportano tuttavia le sollecitazioni agenti, da inviluppo SLU-SLV, nelle sezioni indicate:

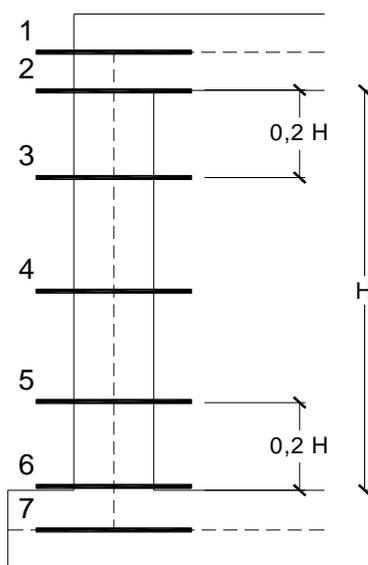


Figura 19 - Sezioni verificate sui piedritti

Sez. (-)	V_{Ed} (kN/m)
1	114,9
2	112,0
3	82,9
4	39,9
5	128,4
6	227,5
7	248,5

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/15 superiori
- Ø20/15 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riporta nel paragrafo 8.2.4 il risultato della verifica.

8.2.3 Soletta inferiore

Poiché la soletta inferiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, la verifica a taglio viene eseguita in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

Si riportano tuttavia le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, nelle sezioni indicate:

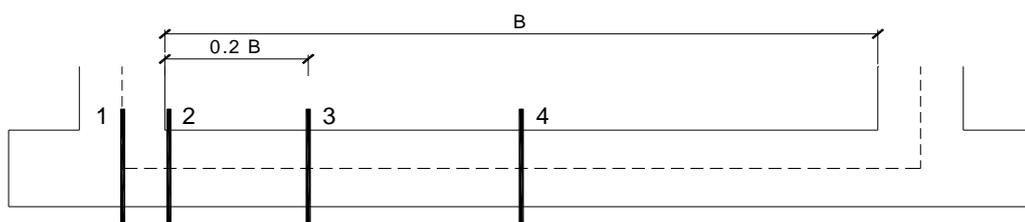


Figura 20 - Sezioni verificate sulla soletta inferiore

Sez.	V_{Ed}
(-)	(kN/m)
1	174,3
2	177,7
3	145,2
4	123,5

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 50 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/15 superiori
- Ø20/15 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riporta nel paragrafo 8.2.4 il risultato della verifica.

8.2.4 Risultati delle verifiche a taglio

VERIFICA NEI CONFRONTI DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI (DM 2018)

1 - Introduzione

Si riportano i risultati della verifica nei confronti di sollecitazioni taglianti per elementi con armature trasversali resistenti al taglio.

I risultati sono riportati in tabella, dove:

- B:** Base sezione
- H:** Altezza sezione
- c:** Copriferro
- A_{Long,inf}:** Armatura longitudinale inferiore
- A_{Long,sup}:** Armatura longitudinale superiore
- A_{Trasv}:** Armatura trasversale
- V_{Ed}:** Taglio massimo agente sulla sezione
- V_{Rd}:** Taglio resistente con armature trasversali

2 - Dati generali

Materiali utilizzati:

- Classe di resistenza CLS
- Acciaio per armature ordinarie

C28/35

B450C

A vantaggio di sicurezza sono stati assunti i seguenti valori per:

- Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave
- Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
- Sforzo normale agente sulla sezione

θ 30 [°]

α 90 [°]

N_{ed} 0 [kN]

3 - Risultati

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA				V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A _{Long,inf}	A _{Long,sup}	A _{Trasv}	n° bracci			
Soletta	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	φ 12/20	3	88,50	362,18	OK
Piedritto	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	φ 12/20	3	248,50	362,18	OK
Fondazione	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	φ 12/20	3	177,70	362,18	OK

Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

9. VERIFICHE SLE

Ai fini della verifica, si riportano, per le sezioni indicate, i valori delle tensioni di esercizio relative alle seguenti combinazioni:

- Combinazione rara;
- Combinazione quasi permanente;

Ed i valori delle aperture delle fessure corrispondenti alle seguenti combinazioni:

- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente.

9.1.1 Soletta superiore

Poiché la soletta superiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, le verifiche SLE sono eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

Si riportano, per ciascuna combinazione, i valori delle tensioni di esercizio e delle aperture delle fessure per le sezioni indicate:

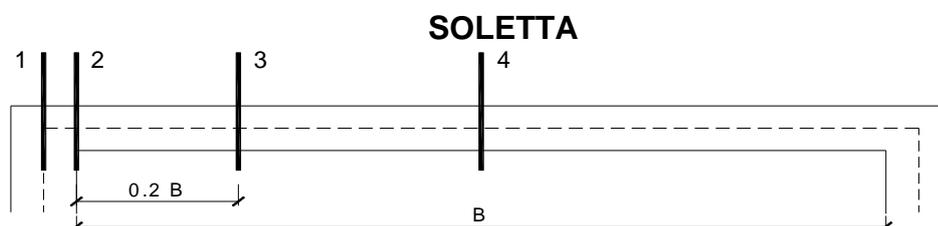


Figura 4 - Sezioni sulla soletta superiore

sez.	M	N	A _f	A' _f	σ _c	σ _f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-102,0	107,5	16	16	5,50	174,14
2	-97,2	107,5	16	16	5,24	164,44
3	-86,4	107,5	16	16	4,67	142,62
4	-80,3	107,5	16	16	4,34	130,20

Figura 5 – Tensioni di esercizio per la combinazione rara

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-58,5	56,8	16	16	3,15	101,38
2	-55,3	56,8	16	16	2,98	94,91
3	-48,1	56,8	16	16	2,60	80,35
4	-44,1	56,8	16	16	2,38	72,17

Figura 6 - Tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente

sez.	M	N	i	ϕ	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-68,2	68,1	20	20	16	16	3,67	117,49	0,104
2	-63,8	68,1	20	20	16	16	3,44	108,59	0,096
3	-53,9	68,1	20	20	16	16	2,91	88,59	0,078

Figura 7 - Apertura delle fessure per la combinazione frequente

sez.	M	N	i	ϕ	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-58,5	56,8	20	20	16	16	3,15	101,38	0,090
2	-55,3	56,8	20	20	16	16	2,98	94,91	0,084
3	-48,1	56,8	20	20	16	16	2,60	80,35	0,071

Figura 8 - Apertura delle fessure per la combinazione quasi permanente

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/20 superiori
- Ø20/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riportano nel paragrafo 9.1.4 il risultato della verifiche delle tensioni di esercizio, e nel paragrafo 9.1.5 il risultato delle verifiche di apertura delle fessure.

9.1.2 Piedritti

Poiché i piedritti dell'opera risultano armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo, le verifiche SLE sono eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

Si riportano, per ciascuna combinazione, i valori delle tensioni di esercizio e delle aperture delle fessure per le sezioni indicate:

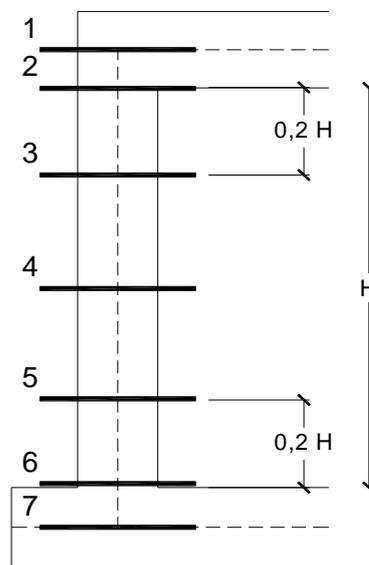


Figura 9 - Sezioni verificate sui piedritti

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-102,0	25,5	24	24	4,42	134,81
2	-80,8	27,5	24	24	3,51	105,26
3 min	0,0	0,0	24	24	0,00	0,00
3 max	40,1	40,5	24	24	1,78	46,94
4 min	0,0	0,0	24	24	0,00	0,00
4 max	129,0	60,0	24	24	5,63	164,90
5 min	0,0	0,0	24	24	0,00	0,00
5 max	41,1	79,5	24	24	1,87	40,80
6	-152,4	92,5	24	24	6,68	190,44
7	-204,2	95,0	24	24	8,91	261,01

Figura 10 - Tensioni di esercizio per la combinazione rara

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-58,5	17,0	24	24	2,54	76,86
2	-47,2	19,0	24	24	2,06	60,95
3 min	0,0	0,0	24	24	0,00	0,00
3 max	20,6	32,0	24	24	0,93	21,89
4 min	0,0	0,0	24	24	0,00	0,00
4 max	75,7	51,5	24	24	3,32	93,45
5 min	0,0	0,0	24	24	0,00	0,00
5 max	24,3	71,0	24	24	1,12	19,82
6	-97,1	84,0	24	24	4,29	116,40
7	-130,2	86,5	24	24	5,72	161,22

Figura 11 - Tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente

sez.	M	N	i	ϕ	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-68,2	23,4	15	20	24	24	2,96	88,81	0,067
2	-54,7	25,4	15	20	24	24	2,38	69,88	0,052
3 min	0,0	0,0	15	20	24	24	0,00		
3 max	24,1	38,4	15	20	24	24	1,09	25,52	0,019
4 min	0,0	0,0	15	20	24	24	0,00		
4 max	84,9	57,9	15	20	24	24	3,73	104,88	0,078
5 min	0,0	0,0	15	20	24	24	0,00		
5 max	26,3	77,4	15	20	24	24	1,22	21,37	0,015
6	-107,1	90,4	15	20	24	24	4,73	128,87	0,096
7	-143,2	92,9	15	20	24	24	6,28	177,77	0,132

Figura 12 - Apertura delle fessure per la combinazione frequente

sez.	M	N	i	ϕ	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-58,5	17,0	15	20	24	24	2,54	76,86	0,058
2	-47,2	19,0	15	20	24	24	2,06	60,95	0,046
3 min	0,0	0,0	15	20	24	24	0,00		
3 max	20,6	32,0	15	20	24	24	0,93	21,89	0,016
4 min	0,0	0,0	15	20	24	24	0,00		
4 max	75,7	51,5	15	20	24	24	3,32	93,45	0,070
5 min	0,0	0,0	15	20	24	24	0,00		
5 max	24,3	71,0	15	20	24	24	1,12	19,82	0,014
6	-97,1	84,0	15	20	24	24	4,29	116,40	0,086
7	-130,2	86,5	15	20	24	24	5,72	161,22	0,120

Figura 13 - Apertura delle fessure per la combinazione quasi permanente

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/15 superiori
- Ø20/15 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura $\varnothing 12/20 \times 30$.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riportano nel paragrafo 9.1.4 il risultato della verifiche delle tensioni di esercizio, e nel paragrafo 9.1.5 il risultato delle verifiche di apertura delle fessure.

9.1.3 Soletta inferiore

Poiché la soletta inferiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, la verifica a taglio viene eseguita in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

Si riportano, per ciascuna combinazione, i valori delle tensioni di esercizio e delle aperture delle fessure per le sezioni indicate:

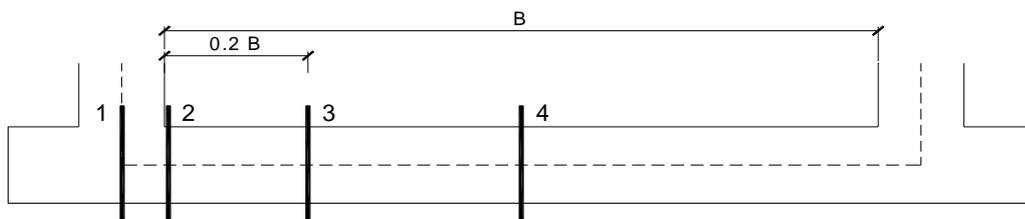


Figura 14 - Sezioni verificate sulla soletta inferiore

sez.	M	N	A _f	A' _f	σ _c	σ _f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-187,9	216,8	24	24	5,62	154,81
2	-162,5	216,8	24	24	4,89	128,42
3 min	-103,0	216,3	24	24	3,15	67,13
4	-68,1	216,3	24	24	2,11	32,39

Figura 15 - Tensioni di esercizio per la combinazione rara

sez.	M	N	Af	A'f	σ_c	σ_f
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-119,9	138,7	24	24	3,58	98,70
2	-99,3	138,7	24	24	2,99	77,30
3	-51,9	138,4	24	24	1,60	28,83
4	-24,6	138,2	24	24	0,78	4,52

Figura 16 - Tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente

sez.	M	N	i	ϕ	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-132,1	151,0	15	20	24	24	3,95	109,09	0,085
2	-109,9	151,0	15	20	24	24	3,31	86,06	0,067
3	-58,8	150,7	15	20	24	24	1,81	33,74	0,025

Figura 17 - Apertura delle fessure per la combinazione frequente

sez.	M	N	i	ϕ	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-119,9	138,7	15	20	24	24	3,58	98,70	0,077
2	-99,3	138,7	15	20	24	24	2,99	77,30	0,060
3	-51,9	138,4	15	20	24	24	1,60	28,83	0,021

Figura 18 - Apertura delle fessure per la combinazione quasi permanente

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 50 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø20/15 superiori
- Ø20/15 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x30.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riportano nel paragrafo 9.1.4 il risultato della verifiche delle tensioni di esercizio, e nel paragrafo 9.1.5 il risultato delle verifiche di apertura delle fessure.

9.1.4 Verifiche delle tensioni di esercizio

VERIFICHE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO (DM 2018)

1 - Introduzione

Per la combinazione di azioni prescelta, si confrontano le massime tensioni, sia nel calcestruzzo ($\sigma_{c,max}$) sia nelle armature ($\sigma_{s,max}$), per ciascun elemento strutturale, con i valori di tensione massimi consentiti ($\sigma_{c,lim}$, $\sigma_{s,lim}$). La verifica risulta soddisfatta se:

$$\sigma_{c,max} \leq \sigma_{c,lim}$$

$$\sigma_{s,max} \leq \sigma_{s,lim}$$

I risultati sono riportati in tabella, dove:

B: Base sezione

H: Altezza sezione

c: Copriferro

$A_{Long,inf}$: Armatura longitudinale inferiore

$A_{Long,sup}$: Armatura longitudinale superiore

N_{ed} : Sforzo normale agente da calcolo

M_{ed} : Momento flettente agente da calcolo

$\sigma_{c,lim}$: Valore limite della tensione di esercizio del CLS

$\sigma_{c,max}$: Valore massimo di calcolo della tensione di esercizio del CLS

$\sigma_{s,lim}$: Valore limite della tensione di esercizio dell'acciaio

$\sigma_{s,max}$: Valore massimo di calcolo della tensione di esercizio dell'acciaio

2 - Dati generali

Materiali utilizzati:

- Classe di resistenza CLS	C28/35	f_{ck}	28,00 [MPa]
- Acciaio per armature ordinarie	B450C	f_{yk}	450,00 [MPa]

3 - Risultati

- Combinazione delle azioni	Rara
- Tensione limite del CLS per la combinazione di azione prescelta	0,6 f_{ck}
- Tensione limite dell'acciaio per la combinazione di azione prescelta	0,80 f_{yk}

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI						Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	$A_{Long,inf}$	$A_{Long,sup}$	N_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	
Soletta	100	40	5	ϕ 20/20	ϕ 20/20	107,50	102,00	5,50	16,80	174,14	360,00	OK
Parete	100	40	5	ϕ 20/15	ϕ 20/15	95,00	204,20	8,91	16,80	261,01	360,00	OK
Fondazione	100	50	5	ϕ 20/15	ϕ 20/15	216,80	187,90	5,62	16,80	154,81	360,00	OK

- Combinazione delle azioni	Quasi permanente
- Tensione limite del CLS per la combinazione di azione prescelta	0,45 f_{ck}
- Tensione limite dell'acciaio per la combinazione di azione prescelta	0,80 f_{yk}

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI						Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	$A_{Long,inf}$	$A_{Long,sup}$	N_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	
Soletta	100	40	5	ϕ 20/20	ϕ 20/20	56,80	58,50	3,15	12,60	101,38	360,00	OK
Parete	100	40	5	ϕ 20/15	ϕ 20/15	86,50	130,20	5,72	12,60	161,22	360,00	OK
Fondazione	100	50	5	ϕ 20/15	ϕ 20/15	138,70	119,90	3,58	12,60	98,70	360,00	OK

Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

9.1.5 Verifiche di apertura delle fessure

VERIFICA DI FESSURAZIONE (DM 2018)

1 - Introduzione

Per la combinazione di azioni prescelta, si confronta il valore massimo dell'apertura della fessura (w_d), per ciascun elemento strutturale, con il valore nominale (w_k). La verifica risulta soddisfatta se:

$$w_d \leq w_k$$

I risultati sono riportati in tabella, dove:

B: Base sezione

H: Altezza sezione

c: Copriferro

$A_{Long,inf}$: Armatura longitudinale inferiore

$A_{Long,sup}$: Armatura longitudinale superiore

N_{ed} : Sforzo normale agente da calcolo

M_{ed} : Momento flettente agente da calcolo

w_k : Valore nominale dell'apertura delle fessure

w_d : Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

2 - Dati generali

- Classe di esposizione

XC3

- Condizioni ambientali

Ordinarie

- Tipologia di armatura

Poco sensibili

Materiali utilizzati:

- Classe di resistenza CLS

C28/35

- Acciaio per armature ordinarie

B450C

3 - Risultati

- Combinazione delle azioni

Frequente

- Apertura limite per la combinazione di azioni e condizione ambientali prescelti

0,40 mm

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI			w_d	w_2	Esito verifica
	B	H	c	$A_{Long,inf}$	$A_{Long,sup}$	N_{Ed}	M_{Ed}	w_d			
	[cm]	[cm]	[cm]			[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]		
Soletta	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	107,50	102,00	0,10	0,40	OK	
Parete	100	40	5	φ 20/15	φ 20/15	92,90	143,20	0,13	0,40	OK	
Fondazione	100	50	5	φ 20/15	φ 20/15	150,70	132,10	0,09	0,40	OK	

- Combinazione delle azioni

Quasi permanente

- Apertura limite per la combinazione di azioni e condizione ambientali prescelti

0,30 mm

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI			w_d	w_2	Esito verifica
	B	H	c	$A_{Long,inf}$	$A_{Long,sup}$	N_{Ed}	M_{Ed}	w_d			
	[cm]	[cm]	[cm]			[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]		
Soletta	100	40	5	φ 20/20	φ 20/20	56,80	58,50	0,09	0,30	OK	
Parete	100	40	5	φ 20/15	φ 20/15	86,50	130,20	0,12	0,30	OK	
Fondazione	100	50	5	φ 20/15	φ 20/15	138,70	119,90	0,08	0,30	OK	

Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

10. VERIFICHE SLU - GEO

10.1 Verifiche a carico limite

Si riporta la verifica di capacità portante dell'opera in oggetto.

Il peso dell'opera è 225.50 kN/m; le azioni variabili sono rappresentate dal carico da folla uniformemente distribuita sulla soletta superiore ($q=5$ kN/m) e dal riempimento idrico a regime della vasca di prima pioggia (a vantaggio di sicurezza si assume un'altezza massima di riempimento pari a 2 m per un carico pari a 60 kN/m).

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

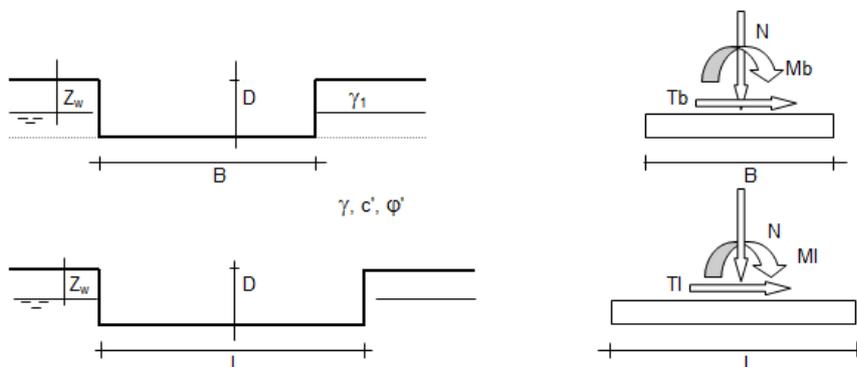
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	⊙	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili		○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista		○	1,35	1,50	1,00	1,00	1,40	1,00



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B	=	3,80	(m)
L	=	16,00	(m)
D	=	0,50	(m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	225,50	65,00	390,65
Mb [kNm]	0,00	0,00	0,00
MI [kNm]	0,00	0,00	0,00
Tb [kN]	0,00	0,00	0,00
TI [kN]	0,00	0,00	0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00 \text{ (kN/mc)}$
 $\gamma = 20,00 \text{ (kN/mc)}$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0,00 \text{ (kN/mq)}$
 $\phi' = 25,00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Valori di progetto

$c' = 0,00 \text{ (kN/mq)}$
 $\phi' = 25,00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Profondità della falda

$Z_w = 100,00 \text{ (m)}$
 $e_B = 0,00 \text{ (m)}$
 $e_L = 0,00 \text{ (m)}$

$B^* = 3,80 \text{ (m)}$
 $L^* = 16,00 \text{ (m)}$

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 10,00 \text{ (kN/mq)}$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20,00 \text{ (kN/mc)}$

Nc, Nq, N γ : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi')}$

$N_q = 10,66$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi'$

$N_c = 20,72$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$

$N_\gamma = 10,88$

s_c, s_q, s _{γ} : fattori di forma

$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$

$s_c = 1,12$

$s_q = 1 + B^* \tan \phi' / L^*$

$s_q = 1,11$

$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$

$s_\gamma = 0,91$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,81 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,19 \quad m = 1,81 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

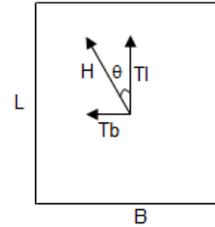
$$i_q = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 1,00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1,00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,04$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,05$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 497,31 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 6,43 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 216,22 \geq q = 6,43 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte