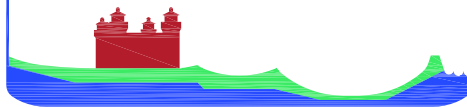


Consorzio di Bonifica
PIANURA di FERRARA



CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA

Sede legale e recapito postale:

44121 Ferrara - Via Borgo dei Leoni, 28 - C.F. 93076450381

web: www.bonificaferrara.it - e-mail: info@bonificaferrara.it - pec: posta.certificata@pec.bonificaferrara.it

aderente all'  Associazione Nazionale Bonifiche, Irrigazioni e Miglioramenti Fondiari

SISTEMA IRRIGUO VALLE PEGA

PROGETTO DEFINITIVO ED ESECUTIVO

Provincia di Ferrara

Comuni di Comacchio e Ostellato

**Recupero, adeguamento e miglioramento
funzionale del sistema irriguo di Valle Pega**

RELAZIONI TECNICHE E SPECIALISTICHE

Elaborato:

DISTRIBUZIONE IRRIGUA

**RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO
MANUFATTI DI LINEA**

Codifica:

3.3

**Progetto generale e
integrazione delle prestazioni
specialistiche:**

Dott. Ing. Marco Volpin



Collaboratori:

Dott. Ing. Laura Montanari

Per. Ind. Lorenzo Fantini

Progetto rete di distribuzione:



Dott. Ing. Emiliano Corsi

**Progetto opere
elettromeccaniche:**



Per. Ind. Deris Ortali

Progetto impianti elettrici:

A A ENGINEERING
DI ANGELINI ANDREA

Per. Ind. Andrea Angelini

Data:

28.06.2021

**Il Responsabile
del Procedimento**

Geom. Marco Ardizzoni

Indagini geologiche:



Dott. Geol. Antonio Mucchi

Coordinamento sicurezza:



Dott. Ing. Livia Burini

Rev.	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato	Data
A	Emissione	E.CORSI	P.FLAMIGNI	E.CORSI	Aprile 2021
B	Revisione per verifica progetto	E.CORSI	P.FLAMIGNI	E.CORSI	Agosto 2021
C					

INDICE

1. PREMESSE	2
2. DESCRIZIONE DEI MANUFATTI	3
2.1 Camera di intercettazione	4
2.2 Pozzetto di scarico	6
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI IMPIEGATI	10
4.1 Materiali strutturali	10
4.2 Elementi di carpenteria metallica di acciaio	11
5. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE	12
6. STABILITÀ A GALLEGGIAMENTO DEI MANUFATTI	13
6.1 Stabilità complessiva a galleggiamento manufatto 3,00x2,50 m	13
6.2 Stabilità complessiva a galleggiamento manufatto 3,00x2,00 m	14
6.3 Stabilità complessiva a galleggiamento manufatto 2,00x2,00 m	15
6.4 Stabilità complessiva a galleggiamento manufatto 1,50x2,00 m	16
6.5 Stabilità complessiva a galleggiamento manufatto 1,50x1,50 m	17
7. DIMENSIONAMENTO POZZETTI DI INTERCETTAZIONE (DIMENSIONE INTERNA 3,00X2,50)	19
7.1 Carichi agenti	19
7.2 Controlli preliminari di stabilità	23
7.3 Dimensionamento fondazione anti-galleggiamento	23
7.4 Dimensionamento degli elementi prefabbricati	25
8. DIMENSIONAMENTO POZZETTI DI SCARICO (DIMENSIONE INTERNA 2,00X2,00)	37
8.1 Carichi agenti	37
8.2 Controlli preliminari di stabilità	37
8.3 Dimensionamento fondazione anti-galleggiamento	38
8.4 Dimensionamento degli elementi prefabbricati	40
ALLEGATI	51

1. PREMESSE

La presente relazione tecnica è relativa ai calcoli e verifiche dei pozzetti e camere interrato da realizzare nell'ambito dei lavori di *Recupero, adeguamento e miglioramento funzionale del sistema irriguo di Valle Pega*, in comune i Comacchio e Ostellato (FE).

Il comprensorio Valle Pega si presenta delimitato da arginature perimetrali, che separano il bacino dalle residue Valli sul lato a sud ed est, dal Canale Navigabile Migliarino-Porto Garibaldi sul lato nord e dal Mezzano ad ovest, nei comuni di Comacchio e Ostellato (FE).

La Valle Pega è stata bonificata dalle acque salmastre negli anni 50 mediante interventi seguiti dall'Ufficio del Genio Civile di Ferrara prima e dall'Ente Delta Padano poi.

Morfologicamente i terreni bonificati, costituiti da sedimenti vallivi a tessiture variabili, si possono suddividere in due aree generali, quella nord-occidentale prevalentemente sabbiosa e quella sud-orientale caratterizzata da terreni sempre principalmente sabbiosi, ma con granulometrie più fini.

In coincidenza di dossi si presentano come elementi di discontinuità delle campagne frequenti "macchie" di terreno sciolto sabbioso, prevalentemente a sviluppo nord-sud.

A ricordare l'origine comune valliva sono presenti, in più punti del bacino, sedimenti ricchi di gusci calcarei e conchiglie, il cosiddetto "capulerio".

I manufatti di linea oggetto delle analisi strutturali riportate in questa relazione di calcolo sono le camerette alloggianti gli organi di scarico, di sfiato e di intercettazione del tipo prefabbricato in conglomerato cementizio armato vibrocompresso o a colata di sezione rettangolare e base di appoggio piana che avendo un'altezza massima superiore ai 3,5 m non ricadono in quella categoria di opere e interventi non rilevanti per la pubblica incolumità ai fini sismici secondo la Delibera di Giunta Regionale n. 2272/2016.

2. DESCRIZIONE DEI MANUFATTI

I manufatti di linea oggetto della presente relazione di calcolo sono vani impiantistici interrati aventi un'altezza massima fuori terra pari a di circa 40 cm, del tipo prefabbricato in c.a., delle seguenti tipologie:

Pozzetti di sfiato

- dimensioni interne 1,50 x 1,50 m;
- spessore pareti 15 cm;
- spessore fondo 15 cm;
- spessore copertura 15 cm;

Pozzetti di scarico Tipo 1

- dimensioni interne 1,50 x 2,00 m;
- spessore pareti 18 cm;
- spessore fondo 18 cm;
- spessore copertura 20 cm;

Pozzetti di scarico Tipo 2

- dimensioni interne 2,00 x 2,00 m;
- spessore pareti 18 cm;
- spessore fondo 18 cm;
- spessore copertura 20 cm;

Camerette di intercettazione Tipo 1

- dimensioni interne 1,50 x 1,50 m;
- spessore pareti 15 cm;
- spessore fondo 15 cm;
- spessore copertura 15 cm;

Camerette di intercettazione Tipo 2

- dimensioni interne 3,00 x 2,00 m;
- spessore pareti 20 cm;
- spessore fondo 20 cm;
- spessore copertura 20 cm;

Camerette di intercettazione Tipo 3

- dimensioni interne 3,00 x 2,50 m;
- spessore pareti 22 cm;
- spessore fondo 22 cm;
- spessore copertura 22 cm.

Tutti i manufatti saranno fondati su una platea di base in conglomerato cementizio armato gettato in opera dello spessore di 20 cm, comprensiva di un cordolo perimetrale anti-galleggiamento anch'esso in c.a. gettato in opera collegato all'elemento di base del pozzetto mediante barre inghisate $\varnothing 12$ passo 25 cm.

Il cordolo anti-galleggiamento avrà dimensioni variabili in funzione della tipologia di cameretta interrata descritte nell'elaborato grafico 7.1 *Armatura solette di fondazione camerette interrate* al quale si rimanda; i relativi calcoli di stabilità sono riportati nel successivo capitolo sesto.

Tutti gli elementi che compongono la cameretta o il pozzetto: elemento di base, eventuali prolunghe e lastra di copertura dovranno essere conformi ai requisiti previsti dalla Norma UNI EN 1917 e dovranno riportare marchiatura CE della Ditta costruttrice e accompagnati da Dichiarazione di Prestazione rispondente alle disposizioni contenute nell'appendice ZA della Norme UNI EN 1917.

Per ciascuna tipologia di pozzetti è stato svolto il dimensionamento e la relativa verifica nel caso più gravoso, ovvero per il manufatto avente dimensioni maggiori sia in pianta che in altezza.

Conservativamente si prevedono le armature verificate per le restanti tipologia di pozzetti aventi minori dimensioni.

2.1 Camera di intercettazione

Le camere di intercettazione in c.a. riportate nelle tabelle seguenti, sono quelle non ricadenti tra gli interventi privi di rilevanza ai fini sismici (opere non IPRiPIS):

- alcune tra le camerette con dimensione interna 3,0 x 2,0 m,
- tutte quelle con dimensione interna 3,0 x 2,5 m.

Nelle tabelle il parametro H sta ad indicare l'altezza massima del manufatto, il parametro h l'altezza utile interna e il parametro K la massima altezza fuori terra.

DISTINTA POZZETTI DI INTERCETTAZIONE - LINEA 1						
INTERCETTAZIONE	POZZETTO					
N.	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
		K			Scavo	Scavo
3	3,00x2,00	0,28	3,90	3,50	4,32	3,92
4	3,00x2,50	0,35	3,94	3,50	4,28	3,89
6	3,00x2,00	0,33	3,90	3,50	4,90	3,87

DISTINTA POZZETTI DI INTERCETTAZIONE - LINEA 2						
INTERCETTAZIONE	POZZETTO					
N.	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
		K			Scavo	Scavo
1	3,00x2,50	0,35	4,34	3,90	4,38	4,29

DISTINTA POZZETTI DI INTERCETTAZIONE - LINEA 3						
INTERCETTAZIONE	POZZETTO					
N.	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
		K			Scavo	Scavo
1	3,00x2,00	0,37	3,80	3,40	4,71	3,73

DISTINTA POZZETTI DI INTERCETTAZIONE - LINEA 4						
INTERCETTAZIONE	POZZETTO					
N.	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
		K			Scavo	Scavo
1	3,00x2,50	0,47	4,54	4,10	4,73	4,37

DISTINTA POZZETTI DI INTERCETTAZIONE - LINEA 5						
INTERCETTAZIONE	POZZETTO					
N.	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
		K			Scavo	Scavo
1	3,00x2,50	0,40	3,74	3,30	4,90	3,64

DISTINTA POZZETTI DI INTERCETTAZIONE - LINEA 6						
INTERCETTAZIONE	POZZETTO					
N.	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
		K			Scavo	Scavo
1	3,00x2,50	0,36	4,04	3,60	3,98	3,98
2	3,00x2,00	0,32	3,70	3,30	4,44	3,68

DISTINTA POZZETTI DI INTERCETTAZIONE - LINEA 7						
INTERCETTAZIONE	POZZETTO					
N.	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
		K			Scavo	Scavo
1	3,00x2,50	0,38	3,94	3,50	3,98	3,86
2	3,00x2,00	0,31	3,70	3,30	4,20	3,69

DISTINTA POZZETTI DI INTERCETTAZIONE - LINEA 8						
INTERCETTAZIONE	POZZETTO					
N.	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
		K			Scavo	Scavo
1	3,00x2,50	0,28	4,34	3,90	3,98	4,36
2	3,00x2,00	0,36	3,90	3,50	4,15	3,84

DISTINTA POZZETTI DI INTERCETTAZIONE - LINEA 9						
INTERCETTAZIONE		POZZETTO				
N.	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
		K			Scavo	Scavo
1	3,00x2,50	0,41	3,94	3,50	3,68	3,83
2	3,00x2,00	0,24	3,90	3,50	3,90	3,96

DISTINTA POZZETTI DI INTERCETTAZIONE - LINEA 10						
INTERCETTAZIONE		POZZETTO				
N.	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
		K			Scavo	Scavo
1	3,00x2,00	0,35	3,90	3,50	4,60	3,85
2	3,00x2,00	0,29	3,80	3,40	4,64	3,81
3	3,00x2,50	0,35	3,84	3,40	4,73	3,79

2.2 Pozzetto di scarico

I pozzetti di scarico in c.a. riportate nelle tabelle seguenti, sono quelle non ricadenti tra gli interventi privi di rilevanza ai fini sismici (opere non IPRiPIS):

- quelli con dimensione interna 1,5 x 2,0 m,
- quelli con dimensione interna 2,0 x 2,0 m.

Nelle tabelle il parametro H sta ad indicare l'altezza massima del manufatto, il parametro h l'altezza utile interna e il parametro K la massima altezza fuori terra.

DISTINTA POZZETTI DI SCARICO - LINEA 1							
SCARICO		POZZETTO					
N.	DN	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
			K			Scavo	Scavo
2	100	1,50x2,00	0,53	3,68	3,30	4,70	3,45
1	100	1,50x2,00	0,51	3,68	3,30	5,02	3,47
4	100	1,50x2,00	0,50	3,68	3,30	5,12	3,48
5	100	1,50x2,00	0,28	3,88	3,50	4,34	3,90
8	100	1,50x2,00	0,50	3,68	3,30	4,62	3,48
7	100	1,50x2,00	0,48	3,68	3,30	4,85	3,50
6	100	1,50x2,00	0,43	3,98	3,60	4,92	3,85

DISTINTA POZZETTI DI SCARICO - LINEA 2							
SCARICO		POZZETTO					
N.	DN	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
			K			Scavo	Scavo
1	100	2,00x2,00	0,43	4,38	4,00	4,42	4,25

DISTINTA POZZETTI DI SCARICO - LINEA 3							
SCARICO		POZZETTO					
N.	DN	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
			K			Scavo	Scavo
1	100	1,50x2,00	0,50	3,98	3,60	4,52	3,78
2	100	2,00x2,00	0,27	3,68	3,30	4,73	3,71
3	100	1,50x2,00	0,41	3,68	3,30	4,77	3,57

DISTINTA POZZETTI DI SCARICO - LINEA 4							
SCARICO		POZZETTO					
N.	DN	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
			K			Scavo	Scavo
1	100	2,00x2,00	0,45	4,48	4,10	4,77	4,33

DISTINTA POZZETTI DI SCARICO - LINEA 5							
SCARICO		POZZETTO					
N.	DN	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
			K			Scavo	Scavo
1	100	2,00x2,00	0,38	3,68	3,30	4,94	3,60

DISTINTA POZZETTI DI SCARICO - LINEA 6							
SCARICO		POZZETTO					
N.	DN	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
			K			Scavo	Scavo
1	100	1,50x2,00	0,33	3,68	3,30	4,47	3,65
2	100	1,50x2,00	0,36	3,68	3,30	4,32	3,62
3	100	2,00x2,00	0,54	4,18	3,80	4,02	3,94
4	100	1,50x2,00	0,35	4,18	3,80	3,77	4,13
5	100	1,50x2,00	0,52	3,68	3,30	4,69	3,46
6	100	1,50x2,00	0,40	3,98	3,60	4,39	3,88
7	100	1,50x2,00	0,49	3,98	3,60	4,00	3,79

DISTINTA POZZETTI DI SCARICO - LINEA 7							
SCARICO		POZZETTO					
N.	DN	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
			K			Scavo	Scavo
1	100	2,00x2,00	0,36	3,88	3,50	4,02	3,82

DISTINTA POZZETTI DI SCARICO - LINEA 8							
SCARICO		POZZETTO					
N.	DN	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
			K			Scavo	Scavo
1	100	2,00x2,00	0,46	4,48	4,10	4,02	4,32
2	100	1,50x2,00	0,47	3,98	3,60	4,21	3,81

DISTINTA POZZETTI DI SCARICO - LINEA 9							
SCARICO		POZZETTO					
N.	DN	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
			K			Scavo	Scavo
1	100	2,00x2,00	0,39	3,88	3,50	3,72	3,79

DISTINTA POZZETTI DI SCARICO - LINEA 10							
SCARICO		POZZETTO					
N.	DN	TIPO	Fuori Terra	H	h	Q Fondo	Prof.
			K			Scavo	Scavo
1	100	2,00x2,00	0,35	3,88	3,50	4,62	3,83
3	100	1,50x2,00	0,27	3,88	3,50	4,54	3,91
4	100	1,50x2,00	0,48	3,98	3,60	4,48	3,80
5	100	1,50x2,00	0,41	3,98	3,60	4,40	3,87
6	100	1,50x2,00	0,46	3,68	3,30	4,50	3,52
7	100	1,50x2,00	0,47	3,88	3,50	4,96	3,71
8	100	1,50x2,00	0,31	3,68	3,30	5,23	3,67

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli riportati nel seguito fanno riferimento alle vigenti Norme nazionali ed internazionali, ed in particolare principalmente a:

- D.M. 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per le applicazioni dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- EC 2-2010 UNI EN 1990:2006 - “Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1992-1-1:2015 - “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-1: Regole generali”.
- UNI EN 206-1:2016 - “Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità.”;

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI IMPIEGATI

4.1 Materiali strutturali

Calcestruzzo (secondo UNI EN 206-1)

Per le opere prefabbricate si prevede che il calcestruzzo venga prodotto nel cantiere di prefabbricazione con proprio impianto di betonaggio. Le quantità dei componenti l'impasto dovranno essere predeterminate rilevando automaticamente i valori dei volumi e dei pesi, inoltre dovrà essere sistematicamente verificato il rapporto a/c, tenendo conto dell'umidità degli inerti.

Per le altre opere si fa riferimento alla normativa vigente.

Si prescrivono le seguenti miscele di calcestruzzo:

	CLASSI DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA A COMPRESSIONE	MASSIMO RAPPORTO ACQUA CEMENTO	MINIMO CONTENUTO IN CEMENTO	CLASSE IN CONTENUTO DI CLORURI	CLASSE DI CONSISTENZA	DIMENSIONE MASSIMA AGGREGATI	COPRIFERRO MINIMO
				kg/m ³			mm	mm
GETTI DI PULIZIA E SOTTOFONDAZIONE	X0	C12/15	-	-	C11,0	S3	32	-
SOLETTE INTERRATE E CORDOLI ANTI GALLEGGIAMENTO	XC2	C25/30	0,6	300	C10,40	S4	32	40
CAMERETTE INTERRATE: ELEMENTI DI BASE E PROLUNGHE	XC4+XF1+XA1	C40/50	0,45	340	C10,20	S4	16	30
CAMERETTE INTERRATE: LASTRE DI COPERTURA	XC4+XF3	C32/40	0,5	340	C10,20	S5	16	30

Acciaio

Rete elettrosaldata e barre sagomate in acciaio trafilato del tipo **B450C**.

Le caratteristiche degli acciai impiegati sono le seguenti:

TENSIONE CARATTERISTICA A ROTTURA	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$;
TENSIONE CARATTERISTICA A SNERVAMENTO	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$;
ALLUNGAMENTO ACCIAIO B450C	$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$;
ALLUNGAMENTO ACCIAIO B450A	$(A_{gt})_k \geq 2.5\%$

4.2 Elementi di carpenteria metallica di acciaio

Gli elementi in carpenteria metallica costituenti chiusini, scalette di accesso e relativi maniglioni avranno le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Lamiere, profilati, laminati del tipo S275 JR conformi alla Norma EN 10025;
- Profili cavi del tipo S275 JR conformi alle Norme: EN 10210 (formati a caldo) e EN 10219 (formati a freddo);
- Marcatura CE secondo EN 1090-1, per i materiali per cui non sia applicabile Marcatura CE si rimanda punto B del par.11.1 D.M. 17.01.2018 (NTC);
- Classe di esecuzione EXC2 secondo EN 1090-2.

5. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

Sulla base delle indicazioni riportate nella *Relazione geotecnica e sismica* (doc. 04.01.01) del presente progetto esecutivo, per ogni attraversamento sono stati assunti i parametri geotecnici riportati nel seguito.

Nel calcolo di stabilità, per verificare i pozzetti interrati al galleggiamento si trascura a favore di sicurezza l'effetto della coesione.

Peso specifico γ_d (kN/m ³)	Angolo d'attrito φ (°)	Resistenza al taglio in condizione drenata c' (kPa)
18,5	25	-

Nel calcolo delle pressioni laterali per il dimensionamento delle armature delle pareti si eseguono le analisi tenendo conto sempre del fatto che il manufatto poggi su di uno strato sabbioso, infatti sulla base dei sondaggi, si evince che alle profondità di posa delle fondazioni dei pozzetti e camerette interrate lo strato di terreno sia assimilabile, in generale, a un tipo incoerente con le seguenti proprietà:

Peso specifico γ_d (kN/m ³)	Angolo d'attrito φ (°)	Resistenza al taglio in condizione drenata c' (kPa)	Resistenza al taglio in condizione <u>non</u> drenata c_u (kPa)	Modulo Edometrico E_d (Mpa)	Modulo di Poisson ν_d
18	32	22	-	70	0,35

Ai lati dei manufatti interrati, si può invece ritenere che il terreno sia prevalentemente assimilabile limo-argilloso, e quindi al tipo coesivo.

Le analisi sono state svolte sia in condizioni di terreno drenate che non drenate, adottando i seguenti valori caratteristici:

LIMO- ARGILLA	Peso specifico γ_d (kN/m ³)	Angolo d'attrito φ (°)	Resistenza al taglio in condizione drenata c' (kPa)	Resistenza al taglio in condizione <u>non</u> drenata c_u (kPa)	Modulo Edometrico E_d (Mpa)	Modulo di Poisson ν_d
CONDIZIONI DRENATE	18,5	21	14	-	25	0,35
CONDIZIONI NON DRENATE	18,5	-	-	42,3	25	0,35

6. STABILITÀ A GALLEGGIAMENTO DEI MANUFATTI

Il cordolo anti-galleggiamento avrà dimensioni variabili in funzione della tipologia di cameretta interrata. Le dimensioni variano al fine di soddisfare la stabilità a galleggiamento. Per quanto riguarda il dimensionamento delle armature si rimanda ai capitoli successivi.

Per lo svolgimento dei seguenti calcoli si considera l'altezza massima per ogni categoria di pozzetto, al fine di considerare il caso più svantaggioso. Verificato a galleggiamento il pozzetto con altezza maggiore gli altri saranno verificati di conseguenza.

Il peso specifico del terreno messo in conto è $\gamma_t = 18,5 \text{ kN/m}^3$ e il suo angolo di resistenza al taglio è pari a $\varphi=25^\circ$. Il peso specifico del calcestruzzo è $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

6.1 Stabilità complessiva a galleggiamento manufatto 3,00x2,50 m, $H_{\max}=4,55\text{m}$

Azioni stabilizzanti

Il peso del pozzetto dato dalla somma dei pesi di lastra di copertura, pareti e soletta inferiore:

$$P_{\text{pozzetto}} = \text{Volume} \cdot \gamma_{cls} = 15,17\text{m}^3 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 379,25 \text{ kN}$$

Peso di cordolo e fondazione anti-galleggiamento:

$$P_{\text{struttura antigalleggiamento}} = \text{Volume} \cdot \gamma_{cls} = 5,92\text{m}^3 \cdot 25\text{kN/m}^3 = 148 \text{ kN}$$

Peso del terreno imbarcato sul cordolo anti-galleggiamento:

$$P_{\text{terreno imbarc.}} = \text{Volume} \cdot \gamma_t = 24,54\text{m}^3 \cdot 18,5\text{kN/m}^3 = 454 \text{ kN}$$

Attrito laterale (prudenzialmente è stata messa in conto la spinta attiva):

$$K_a = \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)^2 = 0,41$$

$$\sigma_{v1med.} = \frac{(\gamma_t - \gamma_{water}) \cdot (H_{\text{pozz}} - k_{furoi\ terra})}{2} = \frac{(18,5 - 10) \cdot (4,55 - 0,4)}{2} = 17,60\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{v2med.} = \frac{(\gamma_t - \gamma_{water}) \cdot (H_{\text{pozz}} - k_{furoi\ terra} + sp. \text{fondazione})}{2} = \frac{(18,5 - 10) \cdot (4,55 - 0,4 + 0,2)}{2} = 18,45 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{h1med.} = K_a \cdot \sigma_{vmed.} = 7,14 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{h2med.} = K_a \cdot \sigma_{vmed.} = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

Attrito tratto terreno-terreno:

$$\tau_{attr.(1)} = \sigma_{h1med.} \cdot \tan \varphi = 3,33 \text{ kN/m}^2$$

Attrito tratto terreno-struttura:

$$\tau_{attr.(2)} = 2/3 \cdot \tan \varphi \cdot \sigma_{h2med.} = 2,33 \text{ kN/m}^2$$

Attrito laterale totale:

$$V_{attr.} = \tau_{attr. (1)} \cdot superficie + \tau_{attr. (2)} \cdot superficie = 3,33 kN/m^2 \cdot 4,15 m \cdot 16,36 m + 2,33 kN/m^2 \cdot 0,2 m \cdot 16,36 m = 233,15 kN$$

16,36 m = perimetro esterno della fondazione

L'azione stabilizzante totale è quindi:

$$V_{Rk} = 379,25 + 148 + 454 + 233,15 = 1214,4 kN$$

$$V_{Rd} = 0,9 \cdot V_{Rk} = 1092,96 kN$$

Azione destabilizzante

galleggiamento:

$$V_{Ek} = \gamma_{water} \cdot (h_{pozzetto} + h_{fondazione}) \cdot Area_{fondazione} = 10 kN/m^3 \cdot (4,55 + 0,2) m \cdot 16,36 m^2 = 777,1 kN$$

$$V_{Ed} = 1,1 \cdot V_{Ek} = 854,81 kN \leq V_{Rd} = 1092,96 kN$$

$$V_{Rd} / V_{Ed} = 1,28 \geq 1,0$$

L'esito del controllo di stabilità complessiva al galleggiamento risulta quindi favorevole.

6.2 Stabilità complessiva a galleggiamento manufatto 3,00x2,00 m, H_{max}=3,90m

Azioni stabilizzanti

Il peso del pozzetto dato dalla somma dei pesi di lastra di copertura, pareti e soletta inferiore:

$$P_{pozzetto} = Volume \cdot \gamma_{cls} = 10,82 m^3 \cdot 25 kN/m^3 = 270,5 kN$$

Peso di cordolo e fondazione anti-galleggiamento:

$$P_{struttura antigalleggiamento} = Volume \cdot \gamma_{cls} = 4,54 m^3 \cdot 25 kN/m^3 = 113,5 kN$$

Peso del terreno imbarcato sul cordolo anti-galleggiamento:

$$P_{terreno imbarc.} = Volume \cdot \gamma_t = 16,62 m^3 \cdot 18,5 kN/m^3 = 307,54 kN$$

Attrito laterale (prudenzialmente è stata messa in conto la spinta attiva):

$$K_a = \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)^2 = 0,41$$

$$\sigma_{v1med.} = \frac{(\gamma_t - \gamma_{water}) \cdot (H_{pozz} - k_{furoi terra})}{2} = \frac{(18,5 - 10) \cdot (3,9 - 0,4)}{2} = 14,88 kN/m^2$$

$$\sigma_{v2med.} = \frac{(\gamma_t - \gamma_{water}) \cdot (H_{pozz} - k_{furoi terra} + sp. fondazione)}{2} = \frac{(18,5 - 10) \cdot (3,9 - 0,4 + 0,2)}{2} = 15,73 kN/m^2$$

$$\sigma_{h1med.} = K_a \cdot \sigma_{v1med.} = 6,04 kN/m^2$$

$$\sigma_{h2med.} = K_a \cdot \sigma_{v2med.} = 6,38 kN/m^2$$

Attrito tratto terreno-terreno:

$$\tau_{attr. (1)} = \sigma_{h1med.} \cdot \tan \varphi = 2,28 kN/m^2$$

Attrito tratto terreno-struttura:

$$\tau_{attr.(2)} = 2/3 \cdot \tan \varphi \cdot \sigma_{h2 med.} = 1,98 \text{ kN/m}^2$$

Attrito laterale totale:

$$V_{attr.} = \tau_{attr.(1)} \cdot superficie + \tau_{attr.(2)} \cdot superficie = 2,28 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 14,80 \text{ m} + 2,33 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,2 \text{ m} \cdot 14,80 \text{ m} = 151,70 \text{ kN}$$

14,80 m = perimetro esterno della fondazione

L'azione stabilizzante totale è quindi:

$$V_{Rk} = 270,5 + 113,5 + 307,54 + 151,70 = 843,24 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 0,9 \cdot V_{Rk} = 758,92 \text{ kN}$$

Azione destabilizzante

galleggiamento:

$$V_{Ek} = \gamma_{water} \cdot (h_{pozzetto} + h_{fondazione}) \cdot Area_{fondazione} = 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (3,9 + 0,2) \text{ m} \cdot 13,44 \text{ m}^2 = 551,04 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1,10 \cdot V_{Ek} = 606,14 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 758,92 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} / V_{Ed} = 1,25 \geq 1,0$$

L'esito del controllo di stabilità complessiva al galleggiamento risulta quindi favorevole.

6.3 Stabilità complessiva a galleggiamento manufatto 2,00x2,00 m, H_{max}=4,48m

Azioni stabilizzanti

Il peso del pozzetto dato dalla somma dei pesi di lastra di copertura, pareti e soletta inferiore:

$$P_{pozzetto} = Volume \cdot \gamma_{cls} = 8,47 \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 211,75 \text{ kN}$$

Peso di cordolo e fondazione anti-galleggiamento:

$$P_{struttura antigalleggiamento} = Volume \cdot \gamma_{cls} = 3,03 \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 75,75 \text{ kN}$$

Peso del terreno imbarcato sul cordolo anti-galleggiamento:

$$P_{terreno imbarc.} = Volume \cdot \gamma_t = 14,32 \text{ m}^3 \cdot 18,5 \text{ kN/m}^3 = 264,98 \text{ kN}$$

Attrito laterale (prudenzialmente è stata messa in conto la spinta attiva):

$$K_a = \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)^2 = 0,41$$

$$\sigma_{v1 med.} = \frac{(\gamma_t - \gamma_{water}) \cdot (H_{pozz} - k_{furoi terra})}{2} = \frac{(18,5 - 10) \cdot (4,48 - 0,4)}{2} = 17,34 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{v2 med.} = \frac{(\gamma_t - \gamma_{water}) \cdot (H_{pozz} - k_{furoi terra} + SP_{fondazione})}{2} = \frac{(18,5 - 10) \cdot (4,48 - 0,4 + 0,2)}{2} = 18,19 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{h1 med.} = K_a \cdot \sigma_{v1 med.} = 7,04 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{h2 med.} = K_a \cdot \sigma_{v2 med.} = 7,38 \text{ kN/m}^2$$

Attrito tratto terreno-terreno:

$$\tau_{attr.(1)} = \sigma_{h1med.} \cdot \tan \varphi = 3,28 \text{ kN/m}^2$$

Attrito tratto terreno-struttura:

$$\tau_{attr.(2)} = 2/3 \cdot \tan \varphi \cdot \sigma_{h2med.} = 2,30 \text{ kN/m}^2$$

Attrito laterale totale:

$$V_{attr.} = \tau_{attr.(1)} \cdot superficie + \tau_{attr.(2)} \cdot superficie = 3,28 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,10 \text{ m} \cdot 12,24 \text{ m} + 2,30 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,2 \text{ m} \cdot 12,24 \text{ m} = 169,50 \text{ kN}$$

12,24 m = perimetro esterno della fondazione

L'azione stabilizzante totale è quindi:

$$V_{Rk} = 211,75 + 75,75 + 264,98 + 169,50 = 721,98 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 0,9 \cdot V_{Rk} = 649,78 \text{ kN}$$

Azione destabilizzante

galleggiamento:

$$V_{Ek} = \gamma_{water} \cdot (h_{pozzetto} + h_{fondazione}) \cdot Area_{fondazione} = 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (4,50 + 0,2) \text{ m} \cdot 9,36 \text{ m}^2 = 439,92 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1,1 \cdot V_{Ek} = 483,91 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 649,76 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} / V_{Ed} = 1,34 \geq 1,0$$

L'esito del controllo di stabilità complessiva al galleggiamento risulta quindi favorevole.

6.4 Stabilità complessiva a galleggiamento manufatto 1,50x2,00 m, H_{max}=3,98m

Azioni stabilizzanti

Il peso del pozzetto dato dalla somma dei pesi di lastra di copertura, pareti e soletta inferiore:

$$P_{pozzetto} = Volume \cdot \gamma_{cls} = 6,61 \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 165,25 \text{ kN}$$

Peso di cordolo e fondazione anti-galleggiamento:

$$P_{struttura\ anti galleggiamento} = Volume \cdot \gamma_{cls} = 1,59 \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 39,75 \text{ kN}$$

Peso del terreno imbarcato sul cordolo anti-galleggiamento:

$$P_{terreno\ imbarc.} = Volume \cdot \gamma_t = 6,28 \text{ m}^3 \cdot 18,5 \text{ kN/m}^3 = 116,18 \text{ kN}$$

Attrito laterale (prudenzialmente è stata messa in conto la spinta attiva):

$$K_a = \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)^2 = 0,41$$

$$\sigma_{v1med.} = \frac{(\gamma_t - \gamma_{water}) \cdot (H_{pozz} - k_{furoi\ terra})}{2} = \frac{(18,5 - 10) \cdot (3,98 - 0,4)}{2} = 15,22 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{v2med.} = \frac{(\gamma_t - \gamma_{water}) \cdot (H_{pozz} - k_{furoi\ terra} + SP_{fondazione})}{2} = \frac{(18,5 - 10) \cdot (3,98 - 0,4 + 0,2)}{2} = 16,07 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{h1med.} = K_a \cdot \sigma_{vmed.} = 6,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{h2med.} = K_a \cdot \sigma_{vmed.} = 6,52 \text{ kN/m}^2$$

Attrito tratto terreno-terreno:

$$\tau_{attr.(1)} = \sigma_{h1med.} \cdot \tan \varphi = 2,88 \text{ kN/m}^2$$

Attrito tratto terreno-struttura:

$$\tau_{attr.(2)} = 2/3 \cdot \tan \varphi \cdot \sigma_{h2med.} = 2,03 \text{ kN/m}^2$$

Attrito laterale totale:

$$V_{attr.} = \tau_{attr.(1)} \cdot superficie + \tau_{attr.(2)} \cdot superficie = 2,88 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,58 \text{ m} \cdot 10,04 \text{ m} + 2,03 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,2 \text{ m} \cdot 10,04 \text{ m} = 107,57 \text{ kN}$$

10,04 m = perimetro esterno della fondazione

L'azione stabilizzante totale è quindi:

$$V_{Rk} = 165,25 + 39,75 + 116,18 + 107,57 = 428,75 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 0,9 \cdot V_{Rk} = 385,87 \text{ kN}$$

Azione destabilizzante

galleggiamento:

$$V_{Ek} = \gamma_{water} \cdot (h_{pozzetto} + h_{fondazione}) \cdot Area_{fondazione} = 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (4,00 + 0,2) \text{ m} \cdot 6,24 \text{ m}^2 = 262,08 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1,1 \cdot V_{Ek} = 288,28 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 385,87 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} / V_{Ed} = 1,34 \geq 1,0$$

L'esito del controllo di stabilità complessiva al galleggiamento risulta quindi favorevole.

6.5 Stabilità complessiva a galleggiamento manufatto 1,50x1,50 m, H_{max}=3,40m

Azioni stabilizzanti

Il peso del pozzetto dato dalla somma dei pesi di lastra di copertura, pareti e soletta inferiore:

$$P_{pozzetto} = Volume \cdot \gamma_{cls} = 4,04 \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 101 \text{ kN}$$

Peso di cordolo e fondazione anti-galleggiamento:

$$P_{struttura\ anti\ galleggiamento} = Volume \cdot \gamma_{cls} = 1,26 \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 31,5 \text{ kN}$$

Peso del terreno imbarcato sul cordolo anti-galleggiamento:

$$P_{terreno\ imbarc.} = Volume \cdot \gamma_t = 4,51 \text{ m}^3 \cdot 18,5 \text{ kN/m}^3 = 83,44 \text{ kN}$$

Attrito laterale (prudenzialmente è stata messa in conto la spinta attiva):

$$K_a = \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)^2 = 0,41$$

$$\sigma_{v1med.} = \frac{(\gamma_t - \gamma_{water}) \cdot (H_{pozz} - k_{furoi terra})}{2} = \frac{(18,5 - 10) \cdot (3,4 - 0,4)}{2} = 12,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{v2med.} = \frac{(\gamma_t - \gamma_{water}) \cdot (H_{pozz} - k_{furoi terra} + sp. fondazione)}{2} = \frac{(18,5 - 10) \cdot (3,4 - 0,4 + 0,2)}{2} = 13,60 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{h1med.} = K_a \cdot \sigma_{vmed.} = 5,17 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{h2med.} = K_a \cdot \sigma_{vmed.} = 5,52 \text{ kN/m}^2$$

Attrito tratto terreno-terreno:

$$\tau_{attr. (1)} = \sigma_{h1med.} \cdot \tan \varphi = 2,41 \text{ kN/m}^2$$

Attrito tratto terreno-struttura:

$$\tau_{attr. (2)} = 2/3 \cdot \tan \varphi \cdot \sigma_{h2med.} = 1,72 \text{ kN/m}^2$$

Attrito laterale totale:

$$V_{attr.} = \tau_{attr. (1)} \cdot superficie + \tau_{attr. (2)} \cdot superficie = 2,41 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,00 \text{ m} \cdot 8,80 \text{ m} + 1,72 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,2 \text{ m} \cdot 8,80 \text{ m} = 66,72 \text{ kN}$$

8,80 m = perimetro esterno della fondazione

L'azione stabilizzante totale è quindi:

$$V_{Rk} = 101 + 31,5 + 83,44 + 66,72 = 282,66 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 0,9 \cdot V_{Rk} = 254,4 \text{ kN}$$

Azione destabilizzante

galleggiamento:

$$V_{Ek} = \gamma_{water} \cdot (h_{pozzetto} + h_{fondazione}) \cdot Area_{fondazione} = 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (3,40 + 0,2) \text{ m} \cdot 4,84 \text{ m}^2 = 174,24 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1,1 \cdot V_{Ek} = 191,66 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 254,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} / V_{Ed} = 1,33 \geq 1,0$$

L'esito del controllo di stabilità complessiva al galleggiamento risulta quindi favorevole.

7. DIMENSIONAMENTO POZZETTI DI INTERCETTAZIONE (DIMENSIONE INTERNA 3,00X2,50)

I pozzetti di intercettazione in c.c.a. di cui in questo capitolo saranno riportati calcoli e verifiche sono di due tipologie uno con dimensioni interne 3,0 x 2,0 m e l'altro 3,0 x 2,5 m.

Quelli con dimensioni interne 3,0 x 2,0 m, hanno un'altezza massima di 3,90 m, considerata ai fini dei calcoli. Le coperture dei pozzetti (lastre prefabbricate di c.c.a. con spessore 20 cm) poggiano sul bordo superiore delle pareti. La soletta alla base e le pareti dei pozzetti hanno spessore pari a 20 cm.

I secondi con dimensione interna 3,0 x 2,5 m, hanno un'altezza massima di 4,54 m, considerata in maniera cautelativa ai fini dei calcoli. Le coperture dei pozzetti (lastre prefabbricate di c.c.a. con spessore 22 cm) poggiano sul bordo superiore delle pareti. La soletta alla base e le pareti dei pozzetti hanno spessore pari a 22 cm.

Si riportano le verifiche per la camera interrata con le dimensioni maggiori, e in tal caso 3,0 x 2,5 m con altezza di 4,55 m. Le medesime armature verranno prudenzialmente utilizzate per la cameretta con dimensioni minori.

Ulteriori dati relativi alla geometria dei manufatti sono riportati sulle relative tavole grafiche alle quali si rimanda per maggiori dettagli.

7.1 Carichi agenti

Spinte del Terreno

Oltre alla spinta esercitata dal terreno esternamente ai pozzetti è stata messa in conto la spinta conseguente ad una falda posta a -0,3 m sotto al p.c.

Azioni Variabili

È stato messo in conto un carico variabile pari a:

$$Q_{Ek} = 1,00 \text{ kN/m}^2;$$

Azione Sismica

È stata messa in conto l'azione sismica, quantificata sulla base dei parametri riportati sulla specifica Relazione Geotecnica e Sismica.

Dagli elaborati del gruppo denominato "Indagini geologiche, idrogeologiche e di caratterizzazione sismica", ed in particolare dalla "Relazione generale" (elaborato cod. 2.1), per il sito di costruzione e per le opere da realizzare risultano i parametri di caratterizzazione sismica esposti nel seguito, come riportato sulla specifica Relazione Geotecnica e Sismica.

Viene presa in considerazione la classe d'uso II, a cui è associato il coefficiente d'uso C_u pari a 1.0

Ricavati i valori di V_n e C_u , è possibile calcolare il periodo di riferimento V_r , che vale:
 $V_r = 50 \times 1.0 = 50$ anni.

Prendendo come riferimento i parametri di V_{s30} ricavati con le otto prove H/V effettuate, il sito in esame risulta complessivamente rispondere alle caratteristiche di un suolo tipo "C".

Risultano quindi i seguenti parametri di caratterizzazione sismica:

- Vita nominale (V_n): 50 [anni]
- Classe d'uso: II
- Coefficiente d'uso (C_u): 1
- Periodo di riferimento (V_r): 50 [anni]
- Periodo di ritorno (T_r) SLO: 30 [anni]
- Periodo di ritorno (T_r) SLD: 50 [anni]
- Periodo di ritorno (T_r) SLV: 475 [anni]
- Periodo di ritorno (T_r) SLC: 975 [anni]
- Tipo di interpolazione: Media ponderata
- Coordinate geografiche del punto
- Latitudine (WGS84): 44.6793022 [°]
- Longitudine (WGS84): 12.1435070 [°]

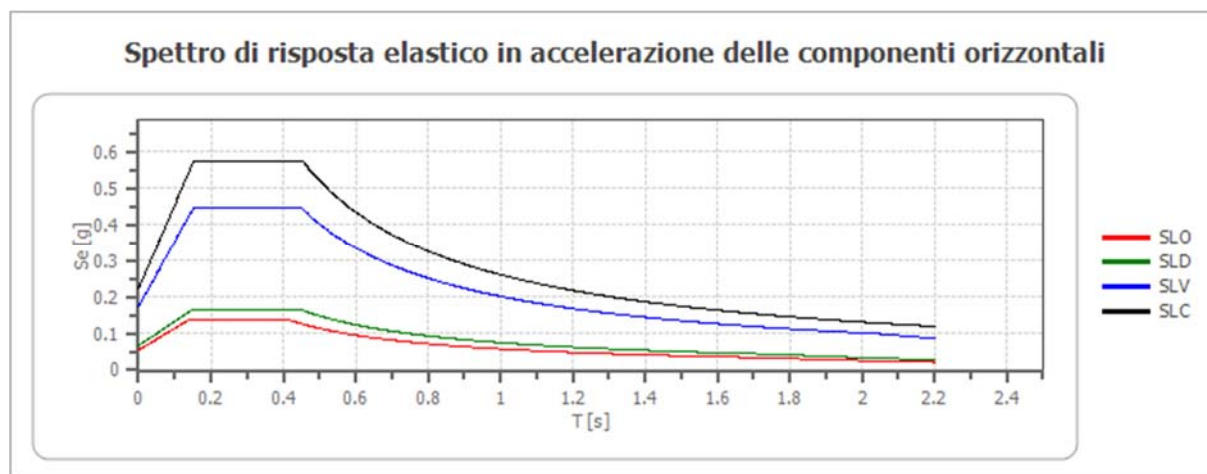
Pericolosità Sismica di Sito

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ pari al 5%

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)} = 1.000$

Categoria sottosuolo: terreno tipo "C"

Categoria topografica: T1 (superficie pianeggiante, o pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°)



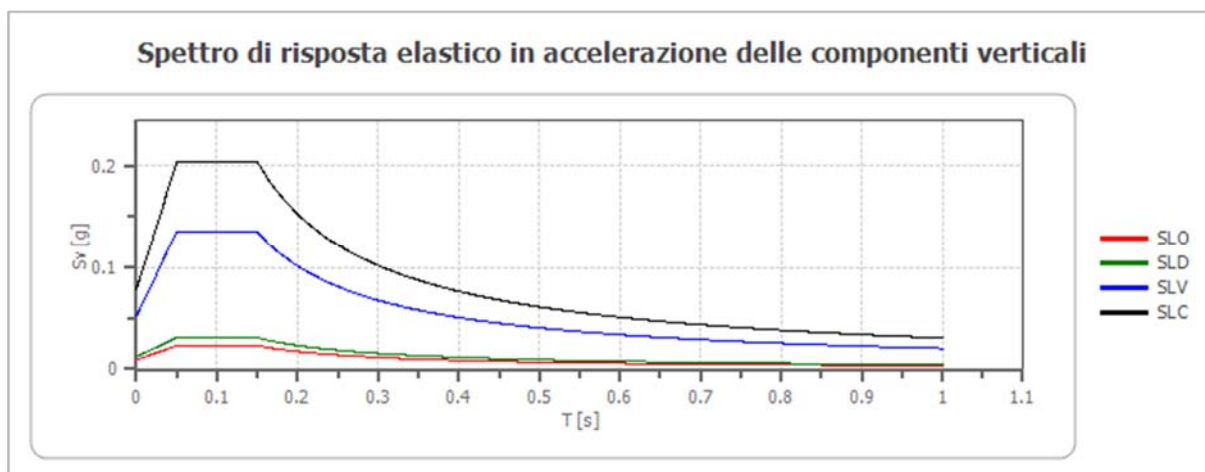
	cu	ag	F0	Tc*	Ss	Cc	St	S	η	TB	TC	TD	Se(0)	Se(TB)
		[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[g]	[g]
SLO	1.0	0.036	2.533	0.253	1.500	1.650	1.000	1.500	1.000	0.139	0.417	1.743	0.054	0.136
SLD	1.0	0.044	2.524	0.280	1.500	1.600	1.000	1.500	1.000	0.149	0.448	1.774	0.065	0.165
SLV	1.0	0.114	2.586	0.284	1.500	1.590	1.000	1.500	1.000	0.151	0.452	2.058	0.172	0.444
SLC	1.0	0.150	2.591	0.286	1.470	1.590	1.000	1.470	1.000	0.152	0.455	2.201	0.221	0.572

$$PGA = S \times Ag/g = 1,500 \times 0,114 = \mathbf{0,171 \text{ g.}}$$

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ pari al 5%

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000



	cu	ag	F0	Tc*	Ss	Cc	St	S	η	TB	TC	TD	Se(0)	Se(TB)
		[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[g]	[g]
SLO	1.0	0.036	2.533	0.253	1	1.650	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.009	0.023
SLD	1.0	0.044	2.524	0.280	1	1.600	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.012	0.031
SLV	1.0	0.114	2.586	0.284	1	1.590	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.052	0.135
SLC	1.0	0.150	2.591	0.286	1	1.590	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.079	0.204

Spettro di progetto

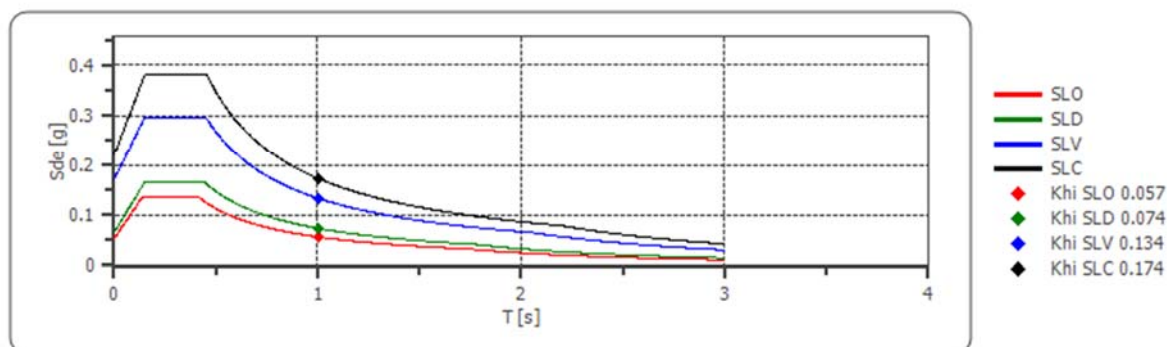
Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1.50

Fattore di struttura spettro verticale q: 1.50

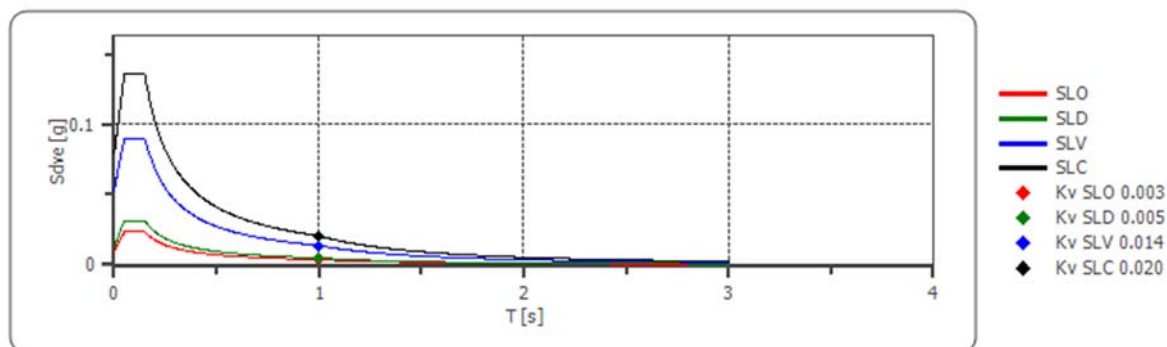
Periodo fondamentale T: 1.00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0.057	0.074	0.134	0.174
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0.003	0.005	0.014	0.020

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



Spettro di progetto delle componenti verticali



Si riporta nel seguito una tabella che raccoglie I parametri sismici di progetto:

	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1.0	0.036	2.533	0.253	1.500	1.650	1.000	1.500	1.000	0.139	0.417	1.743	0.054	0.136
SLO verticale	1.0	0.036	2.533	0.253	1.500	1.650	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.009	0.023
SLD orizzontale	1.0	0.044	2.524	0.280	1.500	1.600	1.000	1.500	1.000	0.149	0.448	1.774	0.065	0.165
SLD verticale	1.0	0.044	2.524	0.280	1.500	1.600	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.012	0.031
SLV orizzontale	1.0	0.114	2.586	0.284	1.500	1.590	1.000	1.500	1.500	0.151	0.452	2.058	0.172	0.296
SLV verticale	1.0	0.114	2.586	0.284	1.500	1.590	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.052	0.090
SLC orizzontale	1.0	0.150	2.591	0.286	1.470	1.590	1.000	1.470	1.500	0.152	0.455	2.201	0.221	0.382
SLC verticale	1.0	0.150	2.591	0.286	1.470	1.590	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.079	0.136

Conformemente alle indicazioni riportate su NTC 2018, per le verifiche strutturali sono state messe in conto le seguenti combinazioni di carico:

- per la verifica SLU, la combinazione SLV
- per la verifica SLE, la combinazione SLD

7.2 Controlli preliminari di stabilità

Pressioni verticali sul terreno alla base dei pozzetti

(trascurando prudenzialmente la presenza della falda)

Peso del terreno:

$$P_{\text{terreno}} = \text{Volume} \cdot \gamma_t = (16,36\text{m}^2 \cdot (4,55 - 0,4 + 0,2)\text{m}) \cdot 18,5\text{kN/m}^3 = 1\,316,57\text{ kN}$$

Il peso dei due manufatti e del terreno direttamente gravante su di essi (mantenendo prudenzialmente il peso del terreno saturo precedentemente messo in conto) risulta complessivamente pari a:

$$\begin{aligned} P_{\text{tot.}} &= P_{\text{pozzetto}} + P_{\text{struttura anti-galleggiamento}} + P_{\text{terreno imbarc.}} + Q_{\text{variabile}} = 379,25 + 148 + 454 + 10,11 \\ &= 991,36\text{ kN} \end{aligned}$$

è quindi:

$$P_{\text{terr.}} \geq P_{\text{tot.}}$$

La realizzazione del manufatto comporta, in effetti, complessivamente una riduzione dei carichi sul terreno alla base dei manufatti, ed è quindi migliorativa dal punto di vista della stabilità dei terreni.

7.3 Dimensionamento fondazione anti-galleggiamento

La fondazione e il cordolo anti-galleggiamento sono collegati al pozzetto prefabbricato da degli spinotti di acciaio che dovranno resistere alla forza di taglio dovuta al peso del terreno imbarcato lateralmente, al peso del cordolo stesso, al peso della soletta di fondazione in opera e alla forza dovuta all'attrito laterale.

$$\text{Attrito laterale} \quad 233,15\text{ kN} \cdot 1,5 = 349,73\text{ kN}$$

$$\text{Peso Terreno Imbarcato} \quad 454\text{ kN} \cdot 1,5 = 681\text{ kN}$$

$$\text{Peso cordolo + fondazione sottostante} \quad 143,9\text{ kN} \cdot 1,3 = 187\text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 343,98 + 603,28 + 187 = 1217,98\text{ kN}$$

$$v_{Ed} = \frac{1217,98}{\text{perimetro pozzetto}} = \frac{1217,78}{12,76} = 95,44\text{ kN al metro}$$

Saranno utilizzate barre Ø12 inghisate con una resina adeguata a fornire una resistenza a taglio di progetto che, conformemente alle indicazioni fornite da un produttore, risulti per singola barra pari a:

$$V_{Rd} = 20.7 \text{ kN} \left(\leq \frac{\text{area} \cdot \left(\frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} \right)}{1.15} = \frac{12^2}{4} \pi \cdot \frac{\frac{450 \text{ N}}{\text{mm}^2}}{1.15} \equiv 25.5 \text{ kN} \right)$$

con passo 200 mm si ottiene una resistenza di progetto al metro che sarà:

$$v_{Rd} = \frac{20.7 \text{ kN}}{0.20} = 103.5 \text{ kN al metro} \geq v_{Ed} = 95.44 \text{ kN}$$

Il momento generato da queste forze verticali sullo sbalzo è dato da:

$$M_{Ed} = (V_{attrito} \cdot 1.5) \cdot b + (\text{peso}_{\text{terreno imbarcato}} \cdot 1.5 + \text{peso}_{\text{cordolo+fond.sottostante}} \cdot 1.3) \cdot \frac{b}{2} \\ = (233.15 \text{ kN} \cdot 1.5) \cdot 0.45 + (454 \text{ kN} \cdot 1.5 + 93.30 \text{ kN} \cdot 1.3) \cdot 0.225$$

$$M_{Ed} = 337.8 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed} = \frac{337.8}{\text{perimetro pozzetto}} = \frac{337.8}{12.76} = 26.47 \text{ kN m al metro}$$

Con una rete Ø12 a passo 20 cm il momento resistente che si ottiene sarà:

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{yd} = 31.86 \text{ kNm al metro} \geq M_{Ed} = 26.47 \text{ kN m al metro}$$

Le fondazioni sulla quali giacciono i pozzetti sono interessate da azioni verticali tali per cui le fondazioni stesse, dato il loro spessore si comportano come lastre inflesse al centro; il momento al centro della fondazione risulta essere:

$$M_{Ed} = (c_1 + c_2 v) \cdot p \cdot a^2 = (0.0524 + 0.0344 \cdot 0.1) \cdot 71.12 \cdot 2.72^2 = 29.38 \text{ kNm al metro}$$

Dove:

$$p = \frac{P_{\text{cordolo}} + P_{\text{pozzetto}} + P_{\text{terreno imbarc.}}}{\text{area di fondazione}} = \frac{1185.57 \text{ kN al metro}}{16.67 \text{ m}^2} = 71.12 \text{ kN/m}^2$$

Questo momento si ripartisce sia sulla soletta di fondazione anti-galleggiamento gettata in opera che sulla soletta di fondo del pozzetto prefabbricata. Prudenzialmente, si considera che su ciascuna delle due solette agisca il 60% del momento totale, ovvero 17,63 kN m.

La rete di armatura Ø10/200mm prevista per la soletta di fondazione risulta essere sufficiente è infatti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{yd} = 22.13 \text{ kNm al metro} \geq 60\% M_{Ed} = 17.63 \text{ kNm al metro}$$

La fondazione anti-galleggiamento è verificata.

In seguito verrà messo in conto anche sulla soletta di fondo del pozzetto prefabbricato, la medesima sollecitazione flessionale.

7.4 Dimensionamento degli elementi prefabbricati

Analisi svolta con programma di calcolo

Ciascun pozzetto ha un comportamento strutturale che è nettamente tri-dimensionale: le due dimensioni in pianta sono infatti paragonabili: il rapporto fra le dimensioni di ingombro della sezione orizzontale fatta sulle pareti è infatti pari a $3,44/2,94 = 1,17 (\approx 1,0)$.

Inoltre, la dimensione verticale di ciascun pozzetto è significativamente maggiore delle sue dimensioni in pianta: $4,55/2,95 = 1,6 (> 1,0)$.

Nel seguito, per definire le azioni del terreno sulle pareti, si fa riferimento ad un programma di analisi strutturale che definisce l'interazione suolo-struttura utilizzando una prudentiale modellazione bi-dimensionale (cioè, schematizza un manufatto con sezione costante di lunghezza pressoché indefinita).

Le azioni sulle pareti sono definite utilizzando il programma di calcolo automatico SCAT 14.0, specificamente redatto da AZTEC Informatica S.r.l. per lo studio di manufatti scatolari interrati; nel seguito sono riportate alcune videate che illustrano graficamente i risultati significativi dell'analisi svolta.

Azioni sulle strutture

Le azioni definite come sopra esposto sono poi applicate agli elementi strutturali, facendo riferimento alle effettive e complessive caratteristiche dimensionali del manufatto.

Spinte del Terreno

Oltre alla spinta esercitata dal terreno esternamente ai pozzetti è stata messa in conto la spinta conseguente ad una falda posta a -0,3 m sotto al p.c.

Azioni Variabili

È stato messo in conto un carico variabile pari a:

$$QEk = 1,00 \text{ kN/m}^2;$$

Azione Sismica

È stata messa in conto l'azione sismica, quantificata sulla base dei parametri riportati sulla specifica Relazione Geotecnica e Sismica.

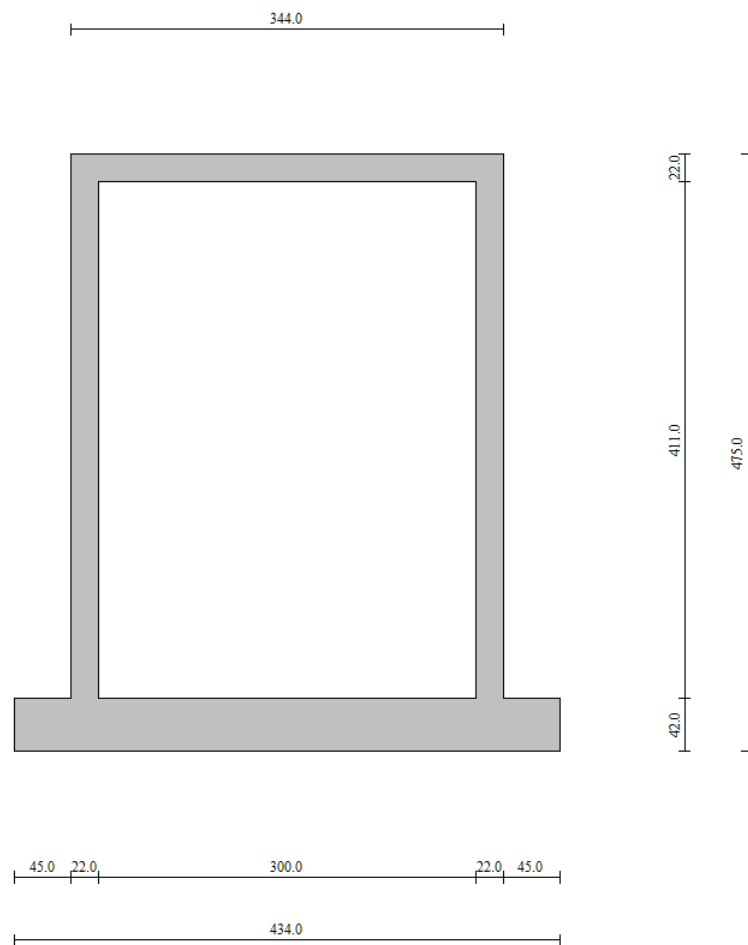


Figura 1- Schema della struttura

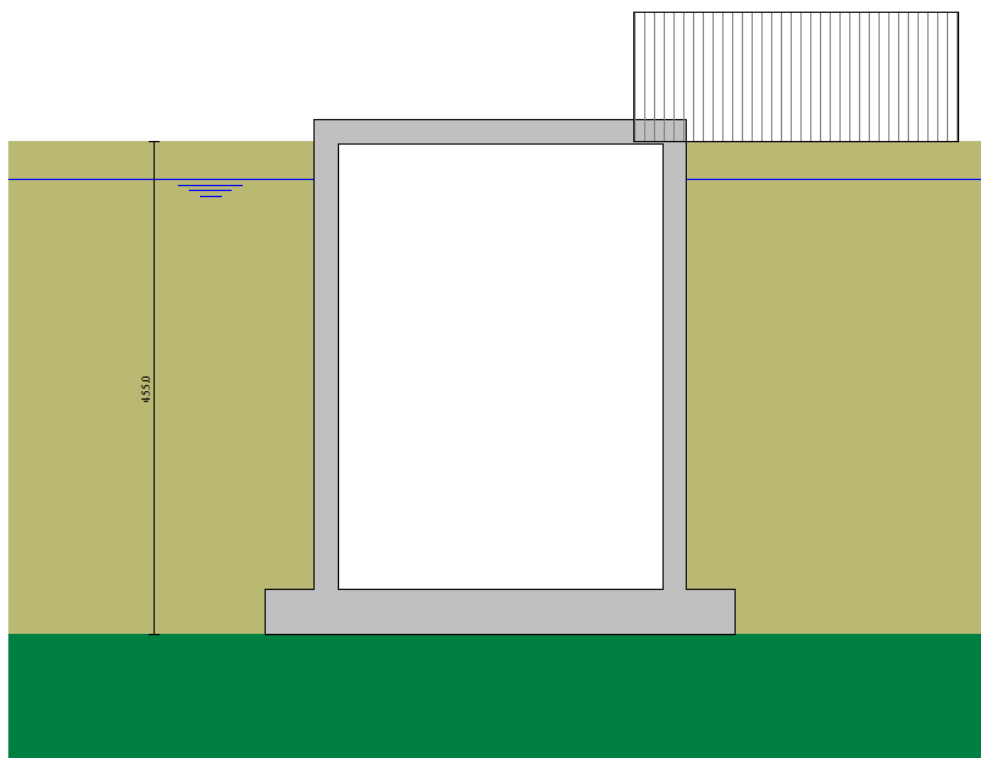


Figura 2 - Terreni e carico variabile Q

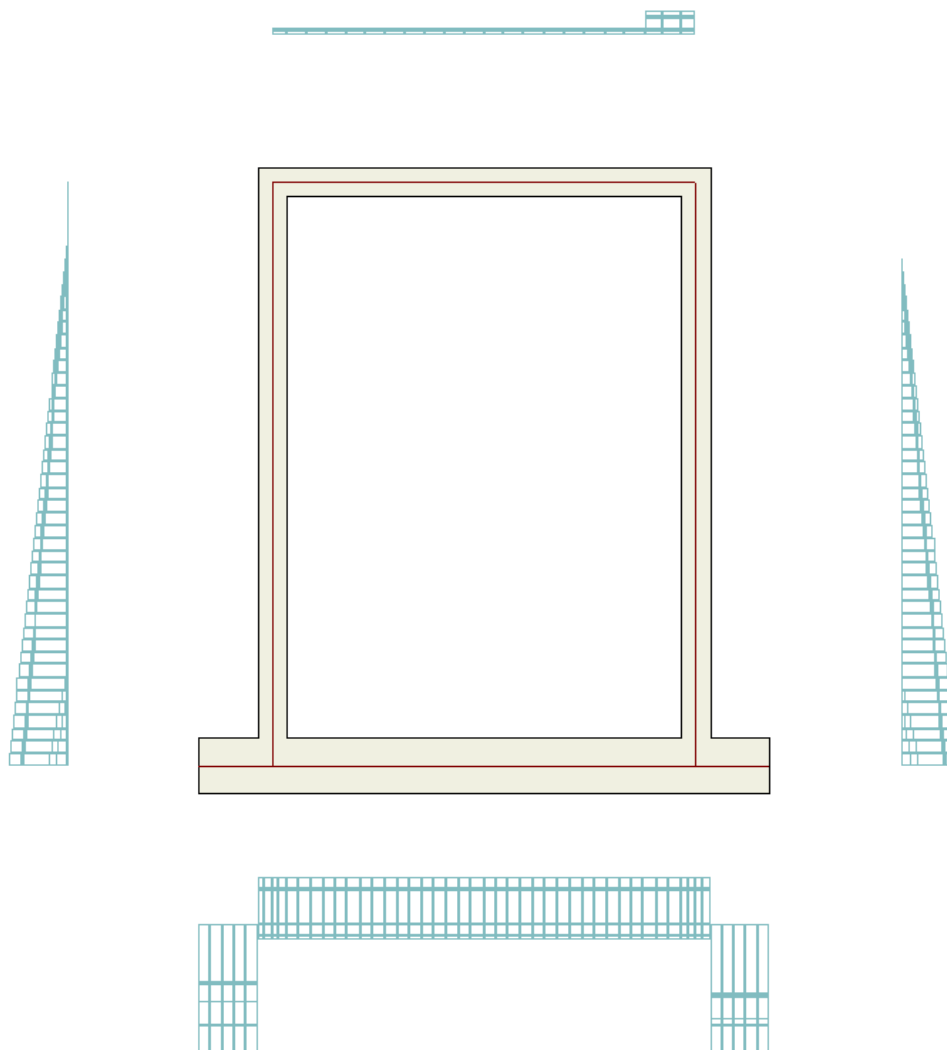


Figura 3- Involuppo delle pressioni

Sollecitazioni e verifiche degli elementi strutturali

La struttura si comporta essenzialmente ad anello, le sollecitazioni maggiori saranno ortogonali al suo sviluppo in altezza.

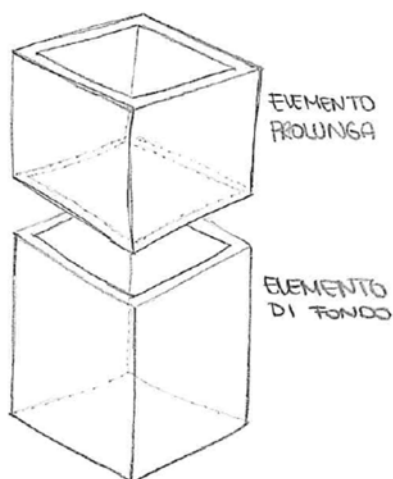


Figura 4- Elemento di fondo e prolunga

Si analizzano le pressioni a due quote per ottimizzare le quantità di armatura di progetto. Infatti il pozzetto in esame è costituito di elementi prefabbricati: quello di base costituito di soletta di fondo, connessa alla fondazione anti-galleggiamento, e successivamente da elementi di prolunga, prefabbricati ad anello di sezione quadrata o rettangolare, a seconda dei casi.

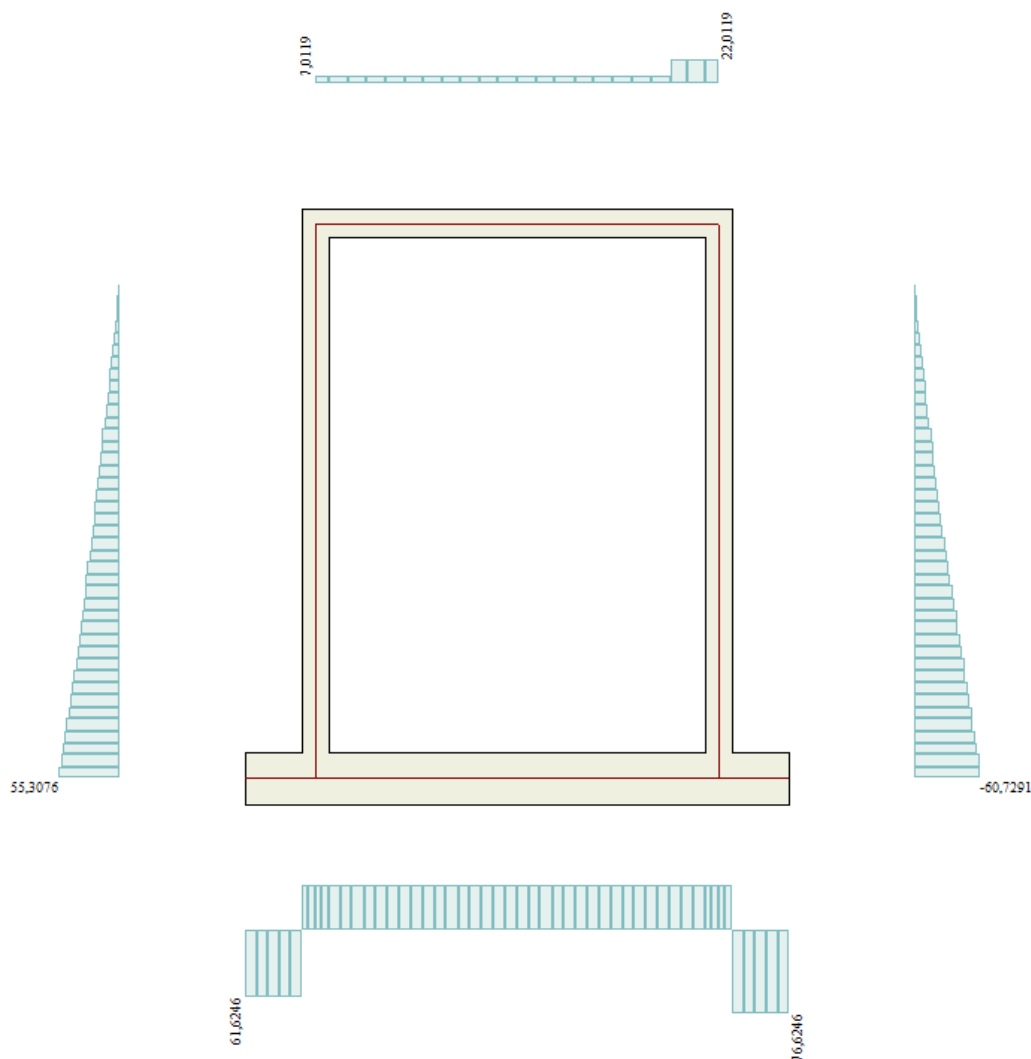


Figura 5 - Pressioni (laterali) nella combinazione di carico n.3, più gravosa allo SLU

Allo **SLU**, la massima pressione orizzontale sul manufatto alla base della parete verticale risulta essere:

$$p_{max.Ed} = 61 \text{ kN/m}^2$$

Si considera significativo per le sollecitazioni sulle fibre orizzontali, il valore della pressione ad una certa distanza dalla base in quanto questa quota è prevalente la reazione di incastro alla base.

La distanza minima alla quale l'inflessione inizia a diventare significativa è pari a circa metà della dimensione orizzontale del lato del pozzetto.

La pressione a una distanza pari a $B/2=3,22/2=1,61$, risulta:

$$p_{parete\ Ed}^* = p_{max.\ Ed} \cdot (3,94 - 1,61)/3,95 = 36,07\ kN/m^2$$

La stessa pressione a una quota di 2 metri dalla base del pozzetto (per tenere conto del fatto che a quella quota vi sarà un elemento prolunga) resta quasi invariata, pertanto in questo caso viene esclusa la possibilità di un'ottimizzazione delle armature.

Sulle pareti:

Le sollecitazioni massime risultano quindi, all'incastro laterale:

$$M_{Ed} = \frac{p_{parete\ Ed}^* \cdot 3,22^2}{12} = 31,2\ kNm/m$$

$$V_{Ed} = \frac{p_{parete\ Ed}^* \cdot 3,22}{2} = 58,07\ kN/m$$

Nelle pareti il momento massimo in mezzzeria che tende le fibre interne è pari a metà di quello di incastro allo spigolo risulta:

$$M_{Ed, centrale} = \frac{p_{parete\ Ed}^* \cdot 3,22^2}{24} = 15,6\ kNm/m$$

Verifica flessionale

Si prevedono barre Ø12 a passo 20 cm sugli angoli del manufatto, in modo che il momento resistente generato risponda alla sollecitazione agli spigoli:

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 31,86\ kNm\ al\ metro \geq M_{Ed} = 28,96\ kN\ m/m$$

Sulle pareti del manufatto, invece, si prevedono reti asimmetriche di cui i ferri orizzontali dovranno essere internamente Ø10 passo 20 cm (lato delle fibre tese) e sul lato esterno Ø8 passo 20 cm. Il momento resistente fornito dai ferri Ø10/200 mm è maggiore del momento centrale, infatti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 22,13\ kNm\ al\ metro \geq M_{Ed} = 15,6\ kN\ m/m$$

Verifica a taglio

La verifica di elementi senza armature trasversali a taglio viene condotta in linea con quanto descritto nelle NTC18, tenendo conto del contributo dell'azione di compressione dovuto alla pressione sull'altra faccia del pozzetto che va a diffondersi sui lati perpendicolari ad essa.

La resistenza di progetto a taglio si valuta con:

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

Determinato tramite un foglio di calcolo:

verifica sez. senza specifica armatura a taglio				
$b_w =$	1000	mm		
$d =$	190	mm		
$k =$	2,026			
$k^* =$	2,000			
$f_{ck} =$	40	N/mm ²		
$f_{ctm} =$	3,5	N/mm ²		
$\sigma_{cp} =$	0,20	N/mm ²		
$\sigma^*_{cp} =$	0,20	N/mm ²	($\leq 0,2 f_{cd} =$	5,3 N/mm ²)
$A_{sl} =$	1965	mm ²		
$f_y =$	450	N/mm ²		
$\rho_l =$	0,0103			
($\rho_{l\min.} =$ 0,0020 , travi e lastre inflesse)				
$\rho^*_l =$	0,0103		($\leq 0,02$)	
$V_{c\min.} =$	0,656	N/mm ²	(6.3N)	
$V_c =$	0,860	N/mm ²	(6.2.b)	
$V_{Rd} =$	0,860	N/mm ²		
$V_{Rd,c} =$	163,4	kN		
$a_v =$	1000	mm		
$a^*_v =$	1000	mm	($\geq d/2$)	
$\beta =$	2,632			
$\beta^* =$	1,000		($\leq 1,0$)	
$V_{Rd}/\beta^* =$	0,860	N/mm ²		
$v =$	0,504	(= 0,5 da NTC18, fino a C70/85)		
$v^* =$	0,500			
$V_{Rd\max.} =$	6,667	N/mm ²		
$V_{Rd,c}/\beta^* =$	163,4	kN		

Risulta quindi:

$$V_{Rd,c} = 163,4 \text{ kN} / m \geq V_{Ed} = 58,07 \text{ kN} / m$$

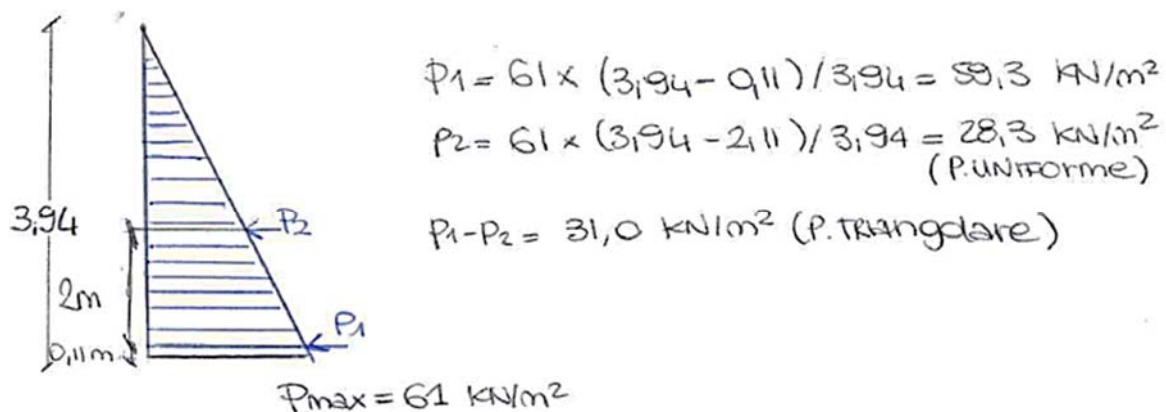
Le verifiche di resistenza delle pareti allo SLU risultano quindi tutte favorevoli.

Al piede:

Le sollecitazioni massime calcolate d'incastro al piede sono state calcolate considerando la parete del pozzetto come una lastra appoggiata sui tre lati, in quanto l'incastro delle pareti non è perfetto.

I lati in questione sono: il lato in coincidenza del fondo e quelli coincidenti lungo le pareti.

Una dimensione della lastra è quella del lato più largo del pozzetto, 3,00 metri, l'altra è l'altezza dell'elemento prefabbricato di fondo.



Si somma il momento dato dal carico triangolare con quello del carico uniforme:

$$M_{\max, \text{triangolare}} = c_m p_{\text{triangolare}} b^2 = 0,024 \cdot 31 \cdot 3^2 = 6,7 \text{ kNm / m}$$

$$M_{\max, \text{uniforme}} = c_r p_{\text{uniforme}} b^2 = 0,115 \cdot 28,3 \cdot 3^2 = 29,3 \text{ kNm / m}$$

$$M_{\max, \text{totale}} = M_{\max, \text{triangolare}} + M_{\max, \text{uniforme}} = 36 \text{ kNm / m}$$

Data l'approssimazione dello schema come appoggio quando in realtà non è così e dato il valore cautelativo ottenuto, si è fatta la considerazione di moltiplicare per 2/3 il momento totale ottenuto per avvicinare la soluzione a quella reale.

$$M_{Ed} = \frac{2}{3} 36 = 24 \text{ kNm / m}$$

Verifica flessionale

Si prevedono ferri a "U" che abbiano diametro Ø12 e passo 200 mm.

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 31,86 \text{ kNm al metro} \geq M_{Ed} = 24 \text{ kN m/m}$$

Le reti in parete previste con ferri Ø10/200, nella fascia bassa del pozzetto, altresì definita come elemento di fondo, non sarebbero sufficienti ai fini della verifica.

Pertanto, negli elementi di prolunga verrà mantenuta una rete con ferri orizzontali Ø10/200 mm (interni) e Ø8/200 cm (esterni) mentre nell'elemento di fondo una rete con ferri orizzontali Ø12/200 mm (interni) e Ø8/200 cm (esterni).

Così, i ferri Ø12/200 mm, forniranno:

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 31,86 \text{ kNm al metro} \geq M_{Ed} = 24 \text{ kN m/m}$$

E la verifica è soddisfatta.

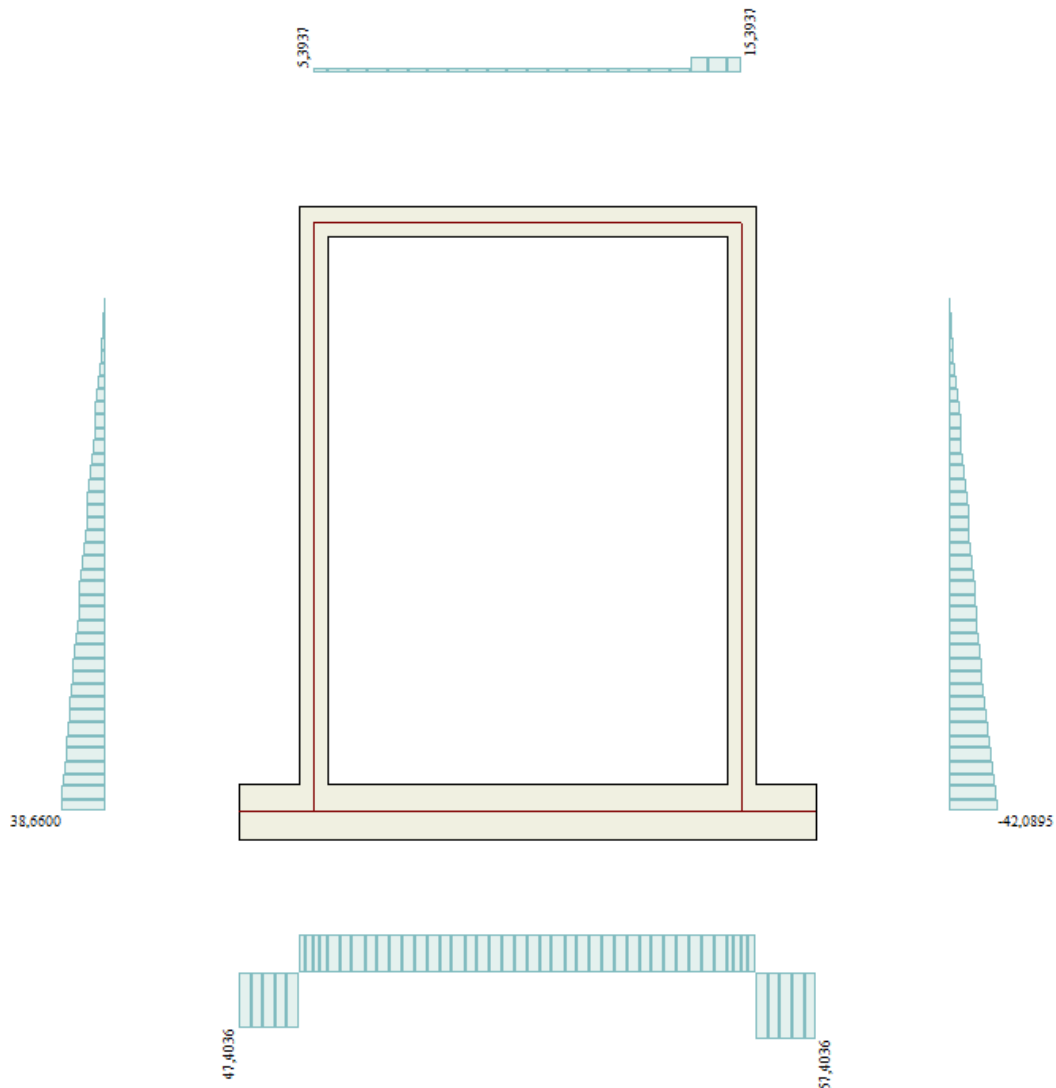


Figura 6 Pressioni (laterali) nella combinazione di carico, più gravosa allo SLE

Allo **SLE**, la massima pressione orizzontale sul manufatto risulta:

$$p_{max.Ek} = 42 \text{ kN/m}^2$$

Si considera il valore della pressione ad una certa distanza dalla base in quanto prima di questa quota è prevalente la reazione di incastro e dunque la sezione risulterebbe meno sollecitata. La distanza minima alla quale l'inflessione inizia a diventare significativa è a metà della misura del lato del pozzetto.

La pressione a una distanza $3,22/2$, risulta:

$$p_{parete Ek}^* = p_{max.Ek} \cdot (3,95 - \frac{3,22}{2}) / 3,95 = 24,88 \text{ kN/m}^2$$

Sugli incastri laterali della parete risulta:

$$MEk = \frac{p_{parete Ek}^* \cdot 3,22^2}{12} = 21,5 \text{ kN m/m}$$

$$N_{Ek} = \frac{p_{parete\ Ek}^* \cdot 2,72}{2} = 33,83 \text{ kN /m}$$

Verifica alla fessurazione

La tensione massima nel calcestruzzo risulta essere:

$$\sigma_{c,max} = \frac{M_{Ek}}{W} - \frac{N_{Ek}}{A} = \frac{21\,500\,000}{\left(1000 \cdot \frac{220^2}{6}\right)} - \frac{33\,830}{(1000 \cdot 220)} = 2,5 \text{ N/mm}^2$$

Secondo le NTC18:

$$\sigma_{c,max} \leq \frac{f_{ctm}}{1,2} = 3,5/1,2 = 2,92 \text{ N/mm}^2$$

dove:

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 3,5 \text{ N/mm}^2$$

La tensione sulle armature:

$$\sigma_{s,max} = \frac{M_{Ek}}{(0,9 \cdot 220 \cdot 565,5)} = 192,01 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq 200 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 \cdot f_{yk} = 313,04$$

Facendo riferimento alle tabelle dell'EC2, ne risulta che l'apertura delle fessure è risulta:
 $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$, dato che:

$\varnothing$ armatura = 12 mm $\leq$ 12 mm, e dist. armatura = 200 mm $\leq$ 200 mm.

Tabella 7.2. Diametri massimi delle barre $\varnothing$ *s per il controllo della fessurazione 1)

Tensione nell'acciaio 2) [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	wk = 0,4 mm	wk = 0,3 mm	wk = 0,2 mm
160	40	32	25
200	20	16	12
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori in tabella sono basati sulle seguenti assunzioni:
 c = 25 mm; $f_{ct,eff} = 2,9 \text{ MPa}$; $h_{er} = 0,5$; $(h - d) = 0,1 \text{ h}$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$ e $k' = 1,0$.
 2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

Tabella 7.3. Spaziatura massima delle barre per il controllo della fessurazione 1)

Tensione nell'acciaio 2) [MPa]	Spaziatura massima delle barre [mm]		
	wk = 0,4 mm	wk = 0,3 mm	wk = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per le note vedere Tab. 7.2N.

Verifica della soletta di fondo

Verifica flessionale

Il Momento al centro della soletta di base, già valutato per le fondazioni sulle quali giacciono i pozzetti è:

$$M_{Ed} = (c_1 + c_2 v) \cdot p \cdot a^2 = (0,0524 + 0,0344 \cdot 0,1) \cdot 71,12 \cdot 2,72^2 = 29,38 \text{ kNm al metro}$$

Dove:

$$p = \frac{P_{cordolo} \cdot 1,3 + P_{pozzetto} \cdot 1,3 + P_{terreno imbarc.} \cdot 1,5}{area \text{ fondazione}} = \frac{1185,57}{16,67} = 71,12 \text{ kN al metro}$$

Come definito precedentemente, questo momento si ripartisce sia sulla soletta di fondazione anti-galleggiamento gettata in opera che su quella di fondo del pozzetto prefabbricato.

Anche in questo caso, prudenzialmente, si considera che sulla soletta di fondo agisca il 60% del momento totale, ovvero 17,63 kN m.

Questo momento tende le fibre superiori al centro della soletta e le barre di armatura Ø12 a passo 200mm previste nella parte superiore della soletta di fondo risultano essere sufficiente, infatti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 31,86 \text{ kNm al metro} \geq 60\% M_{Ed} = 17,63 \text{ kNm al metro}$$

Il momento all'incastro, che tende le fibre inferiori, corrisponde a:

$$\mu M_{Ed} = 0,15 \cdot 28,47 = 4,27 \text{ kNm/m}$$

Tale momento è contrastato dal momento resistente dato dagli stessi ferri a "U" disposti sulla parte inferiore della soletta, essi sono Ø12/200 e forniscono un momento resistente pari a:

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 31,86 \text{ kNm al metro}$$

Verifica a fessurazione

Si determina il momento caratteristico come precedentemente si è fatto per quello di progetto, senza però fattorizzare i pesi per i coefficienti allo slu.

$$p = \frac{P_{cordolo} + P_{pozzetto} + P_{terreno imbarc.}}{area \text{ fondazione}} = \frac{771,63}{15,86} = 48,66 \text{ kN al metro}$$

$$M_{Ek} = (c_1 + c_2 v) \cdot p \cdot a^2 = (0,0524 + 0,0344 \cdot 0,1) \cdot 48,66 \cdot 2,72^2 = 20,10 \text{ kNm al metro}$$

La tensione sulle armature:

$$\sigma_{s,max} = \frac{M_{Ek}}{(0,9 \cdot 220 \cdot 565,5)} = 89,76 \frac{N}{mm^2} \leq 160 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 \cdot f_{yk} = 313,04$$

Facendo riferimento alle tabelle dell'EC2 (riportate al paragrafo precedente), ne risulta che l'apertura delle fessure è risulta: $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$, dato che:

$$\varnothing \text{ armatura} = 12 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm}, \text{ e dist. armatura} = 100 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}.$$

Verifica della soletta di copertura

Verifica flessionale

Considerando come azioni sollecitanti la copertura il peso proprio e un carico variabile di 1 ton/m^2 si calcola il momento flettente allo SLU sulla soletta, come momento flettente al centro di una lastra appoggiata sui quattro lati.

$$P_{ed} = sp. \text{ copertura} \cdot \gamma_{cls} \cdot 1,3 + 10 \text{ kN} \cdot 1,5 = 22,2 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Ed} = (c_1 + c_2 v) p a^2 = (0,0524 + 0,0344 \cdot 0,1) \cdot 22,2 \cdot 2,72^2 = 9,17 \text{ kNm al metro}$$

Dunque con $\varnothing 12$ a passo 20cm sono ampiamente verificate:

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 31,86 \text{ kNm al metro}$$

Verifica a fessurazione

Si determina il momento caratteristico come precedentemente si è fatto per quello di progetto, senza però fattorizzare i pesi per i coefficienti allo SLU.

$$P_{ek} = sp. \text{ copertura} \cdot \gamma_{cls} + 10 \text{ kN} = 15 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Ek} = (c_1 + c_2 v) \cdot p \cdot a^2 = (0,0524 + 0,0344 \cdot 0,1) \cdot 15 \cdot 2,72^2 = 6,19 \text{ kNm al metro}$$

La tensione sulle armature:

$$\sigma_{s,max} = \frac{M_{Ek}}{(0,9 \cdot 220 \cdot 565,5)} = 55,28 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq 160 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 \cdot f_{yk} = 313,04$$

Facendo riferimento alle tabelle dell'EC2 (riportate al paragrafo precedente), ne risulta che l'apertura delle fessure è risulta: $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$, dato che:

$$\varnothing \text{ armatura} = 12 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm}, \text{ e dist. armatura} = 200 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm}.$$

Tabella 7.2. Diametri massimi delle barre ϕ *s per il controllo della fessurazione¹⁾

Tensione nell'acciaio ²⁾ [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	wk = 0,4 mm	wk = 0,3 mm	wk = 0,2 mm
160	40	32	25
200	20	16	12
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori in tabella sono basati sulle seguenti assunzioni:

c = 25 mm; $f_{ct,eff}$ = 2,9 MPa; h_{cr} = 0,5; $(h - d)$ = 0,1 h ; k_1 = 0,8; k_2 = 0,5; k_c = 0,4; k = 1,0; k_t = 0,4 e $k' = 1,0$.

2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

Tabella 7.3. Spaziatura massima delle barre per il controllo della fessurazione¹⁾

Tensione nell'acciaio ²⁾ [MPa]	Spaziatura massima delle barre [mm]		
	wk = 0,4 mm	wk = 0,3 mm	wk = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per le note vedere Tab. 7.2N.

8. DIMENSIONAMENTO POZZETTI DI SCARICO (DIMENSIONE INTERNA 2,00X2,00)

I pozzetti di scarico in c.c.a di cui in questo capitolo saranno riportati calcoli e verifiche sono di due tipologie uno con dimensioni interne 3,0 x 2,0 m e l'altro 3,0 x 2,5 m.

I primi con dimensione interna 1,5 x 2,0 m, hanno un'altezza massima di 3,98 m, considerata in maniera cautelativa ai fini dei calcoli. Le coperture dei pozzetti (lastre prefabbricate di c.c.a. con spessore 20 cm) poggiano sul bordo superiore delle pareti (di spessore pari a 18 cm). La soletta alla base dei pozzetti ha spessore pari a 18 cm.

I secondi con dimensione interna 2,0 x 2,0 m, hanno un'altezza massima di 4,48 m, considerata in maniera cautelativa ai fini dei calcoli. Le coperture dei pozzetti (lastre prefabbricate di c.c.a. con spessore 20 cm) poggiano sul bordo superiore delle pareti (di spessore pari a 18 cm). La soletta alla base dei pozzetti ha spessore pari a 18 cm.

Si riportano in tale relazione di calcolo le verifiche per la camera interrata con le dimensioni maggiori, e in tal caso 2,0 x 2,0 m con altezza di 4,50 m.

Ulteriori dati relativi alla geometria dei manufatti sono riportati sulle relative tavole grafiche.

8.1 Carichi agenti

Spinte del Terreno

Oltre alla spinta esercitata dal terreno esternamente ai pozzetti è stata messa in conto la spinta conseguente ad una falda posta a -0,3 m sotto al p.c.

Azioni Variabili

È stato messo in conto un carico variabile pari a:

$$QEk = 1,00 \text{ kN/m}^2;$$

Azione Sismica

È stata messa in conto l'azione sismica, quantificata sulla base dei parametri riportati sulla specifica Relazione Geotecnica e Sismica.

8.2 Controlli preliminari di stabilità

Pressioni verticali sul terreno alla base dei pozzetti

(trascurando prudenzialmente la presenza della falda)

Peso del terreno:

$$P_{\text{terreno}} = \text{Volume} \cdot \gamma_t = (9,36 \text{ m}^2 \cdot (4,50 - 0,4 + 0,2) \text{ m}) \cdot 18,5 \text{ kN/m}^3 = 774,6 \text{ kN}$$

Il peso dei due manufatti e del terreno direttamente gravante su di essi (mantenendo prudenzialmente il peso del terreno saturo precedentemente messo in conto) risulta complessivamente pari a:

$$P_{tot.} = P_{pozzetto} + P_{struttura\ anti-galleggiamento} + P_{terreno\ imbarc.} + Q_{variabile} = 211,75 + 75,73 + 264,98 + 5,57 \\ = 558,03\ kN$$

è quindi:

$$P_{terr.} \geq P_{tot.}$$

La realizzazione del manufatto comporta, in effetti, complessivamente una riduzione dei carichi sul terreno alla base dei manufatti, ed è quindi migliorativa dal punto di vista della stabilità dei terreni.

8.3 Dimensionamento fondazione anti-galleggiamento

La fondazione e il cordolo anti-galleggiamento sono collegati al pozzetto prefabbricato da degli spinotti di acciaio che dovranno resistere alla forza di taglio dovuta al peso del terreno imbarcato lateralmente, al peso del cordolo stesso, al peso della soletta di fondazione in opera e alla forza dovuta all'attrito laterale.

$$\text{Attrito laterale} \quad 169,50\ kN \cdot 1,5 = 254,25\ kN$$

$$\text{Peso Terreno Imbarcato} \quad 264,98\ kN \cdot 1,5 = 397,47\ kN$$

$$\text{Peso cordolo + fondazione sottostante} \quad 73,28\ kN \cdot 1,3 = 95,26\ kN$$

$$V_{Ed} = 254,25 + 397,47 + 109,92 = 761,64\ kN$$

$$V_{Ed} = \frac{761,64}{\text{perimetro pozzetto}} = \frac{761,64}{9,44} = 80,68\ kN\ al\ metro$$

Le barre utilizzate saranno barre Ø12 la cui resistenza di progetto, secondo le indicazioni della scheda prodotto redatta da un produttore, per singola barra è:

$$R_d = 24,9\ kN \leq \frac{\text{area} \cdot \left(\frac{f_{yk}}{\sqrt{3}}\right)}{1,15} = \frac{\phi 12^2}{4} \pi \cdot \frac{450\ kN/mm^2}{\sqrt{3} \cdot 1,15} = 25,5\ kN$$

con passo 250 mm si ottiene una resistenza di progetto al metro che sarà:

$$R_d = \frac{24,9\ kN}{0,25} = 99,6\ kN\ al\ metro \geq V_{Ed} = 80,68\ kN$$

Il momento generato da queste forze verticali sullo sbalzo è dato da:

$$M_{Ed} = (V_{attrito} \cdot 1,5) \cdot b + (\text{peso}_{\text{terreno imbarcato}} \cdot 1,5 + \text{peso}_{\text{cordolo+fond.sottostante}} \cdot 1,3) \cdot \frac{b}{2} \\ = (169,50\ kN \cdot 1,5) \cdot 0,35 + (264,98\ kN \cdot 1,5 + 45,43\ kN \cdot 1,3) \cdot 0,175$$

$$M_{Ed} = 168,88\ kN\ m$$

$$M_{Ed} = \frac{168,88}{\text{perimetro pozzetto}} = \frac{168,88}{9,44} = 17,89 \text{ kN m al metro}$$

Con una rete Ø10 a passo 20 cm il momento resistente che si ottiene sarà:

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 22,13 \text{ kNm al metro} \geq M_{Ed} = 17,98 \text{ kN m al metro}$$

Le fondazioni sulla quali giacciono i pozzetti sono interessate da azioni verticali tali per cui le fondazioni stesse, dato il loro spessore si comportano come lastre inflesse al centro. Il momento al centro della fondazione risulta essere:

$$M_{Ed} = (c_1 + c_2 v) \cdot p \cdot a^2 = (0,0524 + 0,0344 \cdot 0,1) \cdot 72,41 \cdot 2,18^2 = 19,21 \text{ kNm al metro}$$

Dove:

$$p = \frac{P_{cordolo} + P_{pozzetto} + P_{terreno imbarc.}}{\text{area di fondazione}} = \frac{677,80 \text{ kN al metro}}{9,36 \text{ m}^2} = 72,41 \text{ kN/m}^2$$

Questo momento si ripartisce sia sulla soletta di fondazione anti-galleggiamento gettata in opera che sulla soletta di fondo del pozzetto prefabbricata. Prudenzialmente, si considera che su ciascuna delle due solette agisca il 60% del momento totale, ovvero 11,53 kN m.

La rete di armatura Ø10/200mm prevista per la soletta di fondazione risulta essere sufficiente è infatti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 22,13 \text{ kNm al metro} \geq 60\% M_{Ed} = 11,53 \text{ kNm al metro}$$

La fondazione anti-galleggiamento è verificata.

In seguito verrà messo in conto anche sulla soletta di fondo del pozzetto prefabbricato, la medesima sollecitazione flessionale.

8.4 Dimensionamento degli elementi prefabbricati

Analisi svolta con programma di calcolo

Ciascun pozzetto ha un comportamento strutturale che è nettamente tri-dimensionale: le due dimensioni in pianta sono infatti paragonabili: il rapporto fra le dimensioni di ingombro della sezione orizzontale fatta sulle pareti è infatti pari a $2,36/2,36 = 1,00$.

Inoltre, la dimensione verticale di ciascun pozzetto è significativamente maggiore delle sue dimensioni in pianta: $4,50/2,36 = 1,9 (> 1,0)$.

Nel seguito, per definire le azioni del terreno sulle pareti, si fa riferimento ad un programma di analisi strutturale che definisce l'interazione suolo-struttura utilizzando una prudentiale modellazione bi-dimensionale (cioè, schematizza un manufatto con sezione costante di lunghezza pressoché indefinita).

Le azioni sulle pareti sono definite utilizzando il programma di calcolo automatico SCAT 14.0, specificamente redatto da AZTEC Informatica S.r.l. per lo studio di manufatti scatolari interrati; nel seguito sono riportate alcune videate che illustrano graficamente i risultati significativi dell'analisi svolta.

Azioni sulle strutture

Le azioni definite come sopra esposto sono poi applicate agli elementi strutturali, facendo riferimento alle effettive e complessive caratteristiche dimensionali del manufatto.

Spinte del Terreno

Oltre alla spinta esercitata dal terreno esternamente ai pozzetti è stata messa in conto la spinta conseguente ad una falda posta a -0,3 m sotto al p.c.

Azioni Variabili

È stato messo in conto un carico variabile pari a:

$$QEk = 1,00 \text{ kN/m}^2;$$

Azione Sismica

È stata messa in conto l'azione sismica, quantificata sulla base dei parametri riportati sulla specifica Relazione Geotecnica e Sismica.

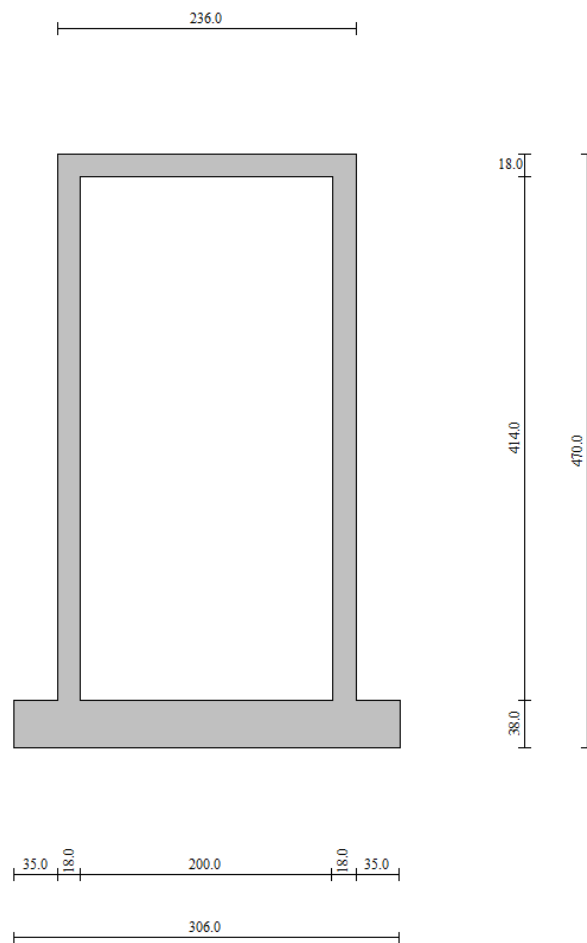


Figura 7- Schema della struttura

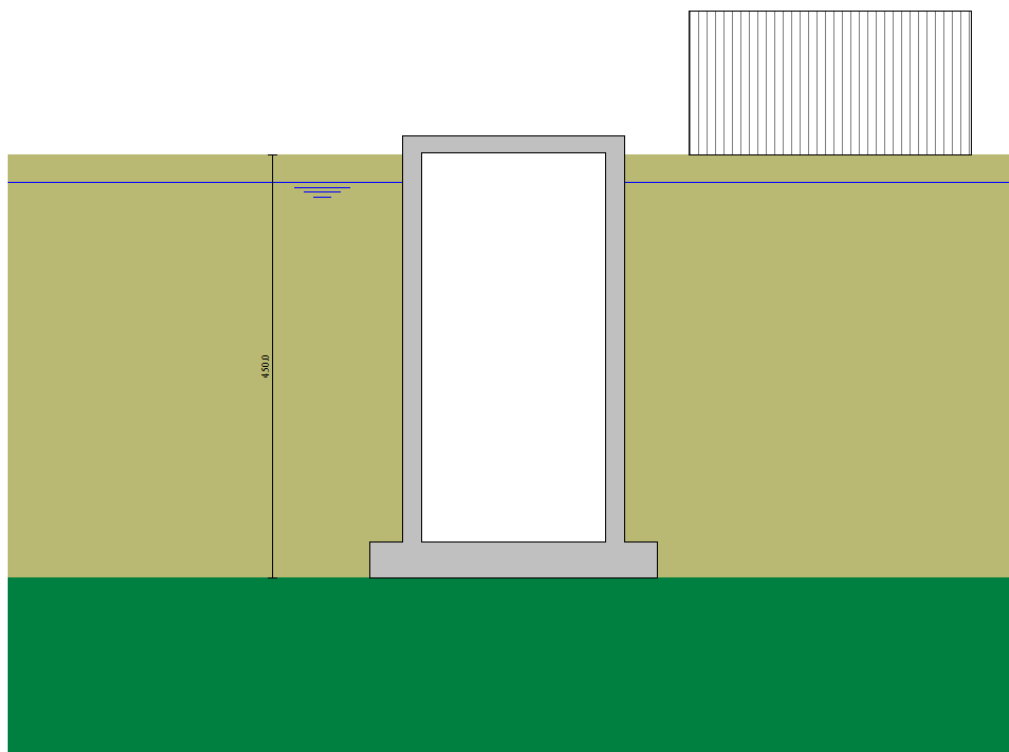


Figura 8 - Terreni e carico variabile Q

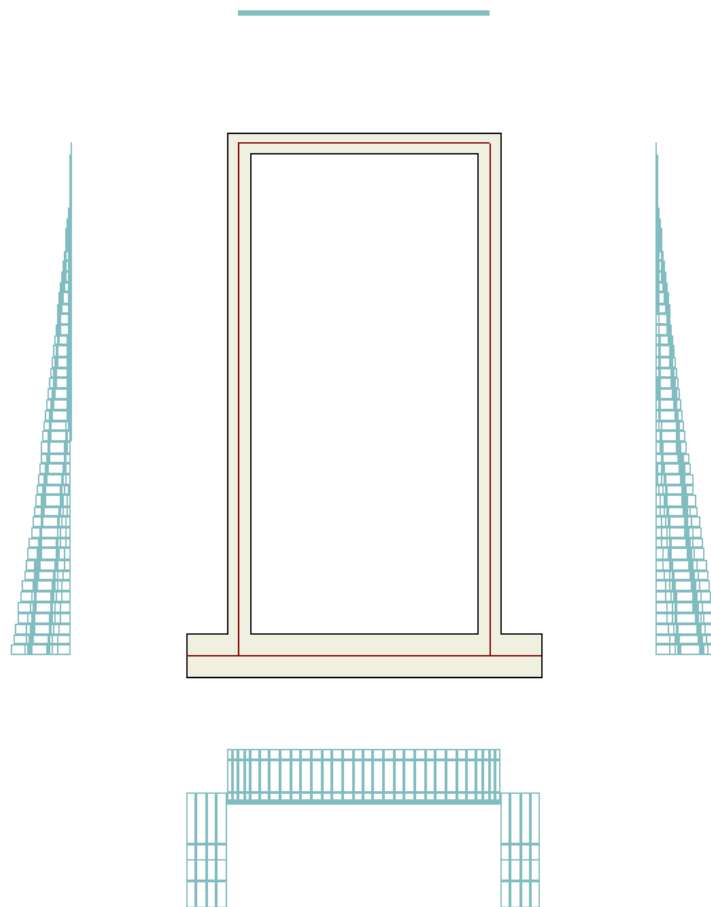


Figura 9- Involuppo delle pressioni

Sollecitazioni e verifiche degli elementi strutturali

La struttura si comporta essenzialmente ad anello, le sollecitazioni maggiori saranno ortogonali al suo sviluppo in altezza.

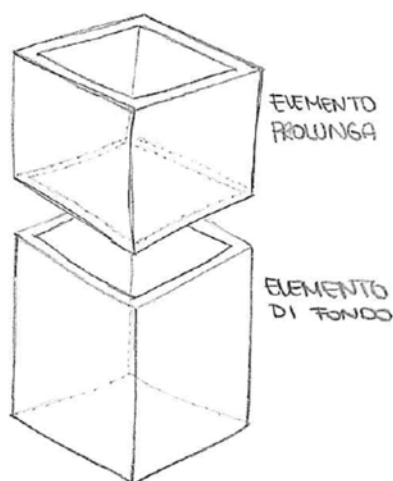


Figura 10- Elemento di fondo e prolunga

Si analizzano le pressioni a due quote per ottimizzare le quantità di armatura di progetto. Infatti il pozzetto in esame è costituito di elementi prefabbricati; quello di base costituito di

soletta di fondo, che sarà in fase lavori connessa alla fondazione anti-galleggiamento, e successivamente da elementi di prolunga, prefabbricati ad anello di sezione quadrata o rettangolare, a seconda dei casi.

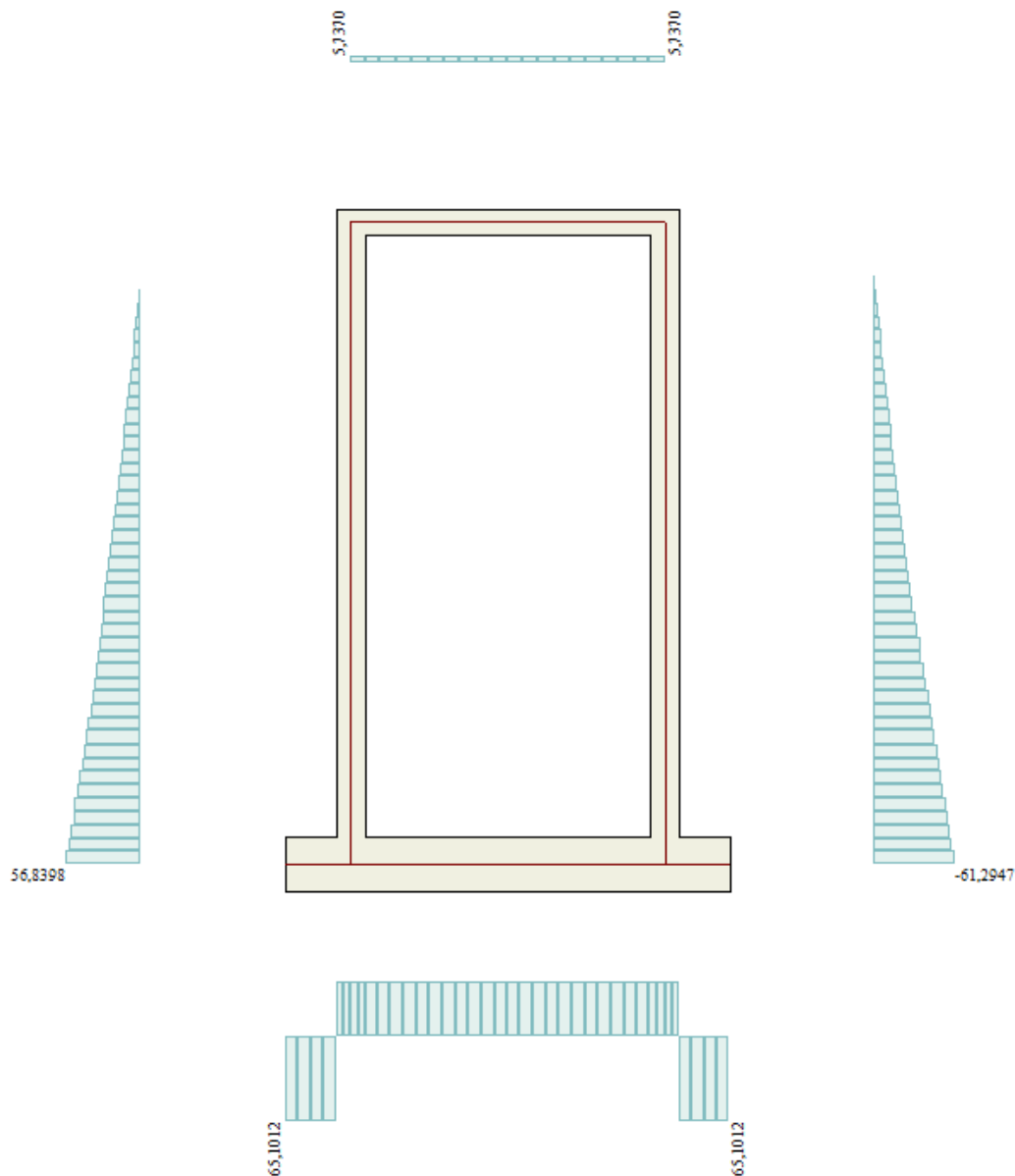


Figura 11 - Pressioni (laterali) nella combinazione di carico n.3, più gravosa allo SLU

Allo **SLU**, la massima pressione orizzontale sul manufatto alla base della parete verticale risulta essere:

$$p_{max.Ed} = 61,3 \text{ kN/m}^2$$

Si considera significativo per le sollecitazioni sulle fibre orizzontali, il valore della pressione ad una certa distanza dalla base in quanto questa quota è prevalente la reazione di incastro alla base.

La distanza minima alla quale l'inflessione inizia a diventare significativa è pari a circa metà della dimensione orizzontale del lato del pozzetto.

La pressione a una distanza pari a $B/2=2,18/2=1,09$, risulta:

$$p_{parete\ Ed}^* = p_{max.\ Ed} \cdot (3,90 - 1,09)/3,90 = 44,17\text{ kN/m}^2$$

La stessa pressione a una quota di 2 metri dalla base del pozzetto (per tenere conto del fatto che a quella quota vi sarà un elemento prolunga) resta quasi invariata, pertanto in questo caso viene esclusa la possibilità di un'ottimizzazione delle armature.

Sulle pareti:

Le sollecitazioni massime risultano quindi, all'incastro laterale:

$$M_{Ed} = \frac{p_{parete\ Ed}^* \cdot 2,18^2}{12} = 17,49\text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed} = \frac{p_{parete\ Ed}^* \cdot 2,18}{2} = 48,14\text{ kN/m}$$

Nelle pareti il momento massimo in mezzzeria che tende le fibre interne è pari a metà di quello di incastro allo spigolo risulta:

$$M_{Ed, centrale} = \frac{p_{parete\ Ed}^* \cdot 2,18^2}{24} = 8,75\text{ kNm/m}$$

Verifica flessionale

Si prevedono barre Ø10 a passo 20 cm sugli angoli del manufatto, in modo che il momento resistente generato risponda alla sollecitazione agli spigoli:

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 22,13\text{ kNm al metro} \geq M_{Ed} = 17,49\text{ kN/m}^2$$

Sulle pareti del manufatto, invece, si prevedono reti asimmetriche di cui i ferri orizzontali dovranno essere internamente Ø8 passo 20 cm (lato delle fibre tese) e sul lato esterno Ø6 passo 20 cm. Il momento resistente fornito dai ferri Ø8/200 mm è maggiore del momento centrale, infatti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 14,16\text{ kNm al metro} \geq M_{Ed} = 8,75\text{ kN/m}^2$$

Verifica a taglio

La verifica di elementi senza armature trasversali a taglio viene condotta in linea con quanto descritto nelle NTC18, tenendo conto del contributo dell'azione di compressione dovuto alla pressione sull'altra faccia del pozzetto che va a diffondersi sui lati perpendicolari ad essa.

La resistenza di progetto a taglio si valuta con:

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

Determinato tramite un foglio di calcolo:

verifica sez. senza specifica armatura a taglio				
$b_w =$	1000	mm		
$d =$	150	mm		
$k =$	2,155			
$k^* =$	2,000			
$f_{ck} =$	40	N/mm ²		
$f_{ctm} =$	3,5	N/mm ²		
$\sigma_{cp} =$	0,22	N/mm ²		
$\sigma^*_{cp} =$	0,22	N/mm ²	($\leq 0,2 f_{cd} = 5,3$ N/mm ²)	
$A_{sl} =$	1965	mm ²		
$f_y =$	450	N/mm ²		
$\rho_l =$	0,0131			
($\rho_{l\min.} = 0,0020$, travi e lastre inflesse)				
$\rho^*_l =$	0,0131		($\leq 0,02$)	
$V_{c\min.} =$	0,659	N/mm ²	(6.3N)	
$V_c =$	0,931	N/mm ²	(6.2.b)	
$V_{Rd} =$	0,931	N/mm ²		
$V_{Rd,c} =$	139,7	kN		
$a_v =$	1000	mm		
$a^*_v =$	1000	mm	($\geq d/2$)	
$\beta =$	3,333			
$\beta^* =$	1,000		($\leq 1,0$)	
$V_{Rd}/\beta^* =$	0,931	N/mm ²		
$v =$	0,504	($= 0,5$ da NTC18, fino a C70/85)		
$v^* =$	0,500			
$V_{Rd\max.} =$	6,667	N/mm ²		
$V_{Rd,c}/\beta^* =$	139,7	kN		

Risulta quindi:

$$V_{Rd,c} = 139,7 \text{ kN} / m \geq V_{Ed} = 48,14 \text{ kN} / m$$

Le verifiche di resistenza delle pareti allo SLU risultano quindi tutte favorevoli.

Al piede:

Le sollecitazioni massime calcolate d'incastro al piede sono state calcolate considerando la parete del pozzetto come una lastra appoggiata sui tre lati, in quanto l'incastro delle pareti non è perfetto.

I lati in questione sono: il lato in coincidenza del fondo e quelli coincidenti lungo le pareti.

Una dimensione della lastra è quella del lato di 2,00 metri, l'altra è l'altezza dell'elemento prefabbricato di fondo.

$$P1 = 61,3 \cdot (3,9 - 0,09)/3,9 = 59,88 \text{ kNm /m}$$

$$P_{uniforme} = P2 = 61,3 \cdot (3,9 - 2,09)/3,9 = 28,45 \text{ kNm /m}$$

$$P_{triangolare} = P1 - P2 = 31,43 \text{ kNm /m}$$

Si somma il momento dato dal carico triangolare con quello del carico uniforme:

$$M_{max, triangolare} = c_m p_{triangolare} b^2 = 0,033 \cdot 31,43 \cdot 2^2 = 4,15 \text{ kNm /m}$$

$$M_{max, uniforme} = c_r p_{uniforme} b^2 = 0,110 \cdot 28,45 \cdot 2^2 = 12,52 \text{ kNm /m}$$

$$M_{max, totale} = M_{max, triangolare} + M_{max, uniforme} = 16,67 \text{ kNm /m}$$

Data l'approssimazione dello schema come appoggio quando in realtà non è così e dato il valore cautelativo ottenuto, si è fatta la considerazione di moltiplicare per 2/3 il momento totale ottenuto per avvicinare la soluzione a quella reale.

$$M_{Ed} = \frac{2}{3} 16,67 = 11,11 \text{ kNm /m}$$

Verifica flessionale

Si prevedono ferri a "U" che abbiano diametro Ø10 e passo 200 mm.

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 22,13 \text{ kNm al metro} \geq M_{Ed} = 11,11 \text{ kN m/m}$$

Le reti in parete previste con ferri Ø8/200, risultano sufficienti anche nella fascia bassa del pozzetto, altresì definita come elemento di fondo, infatti, i ferri Ø8/200 mm, forniranno:

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 14,16 \text{ kNm al metro} \geq M_{Ed} = 11,11 \text{ kN m/m}$$

Pertanto, sia negli elementi di prolunga che in quelli di fondo sarà prevista una rete con ferri orizzontali Ø8/200 mm (interni) e Ø6/200 cm (esterni).

La verifica è soddisfatta.

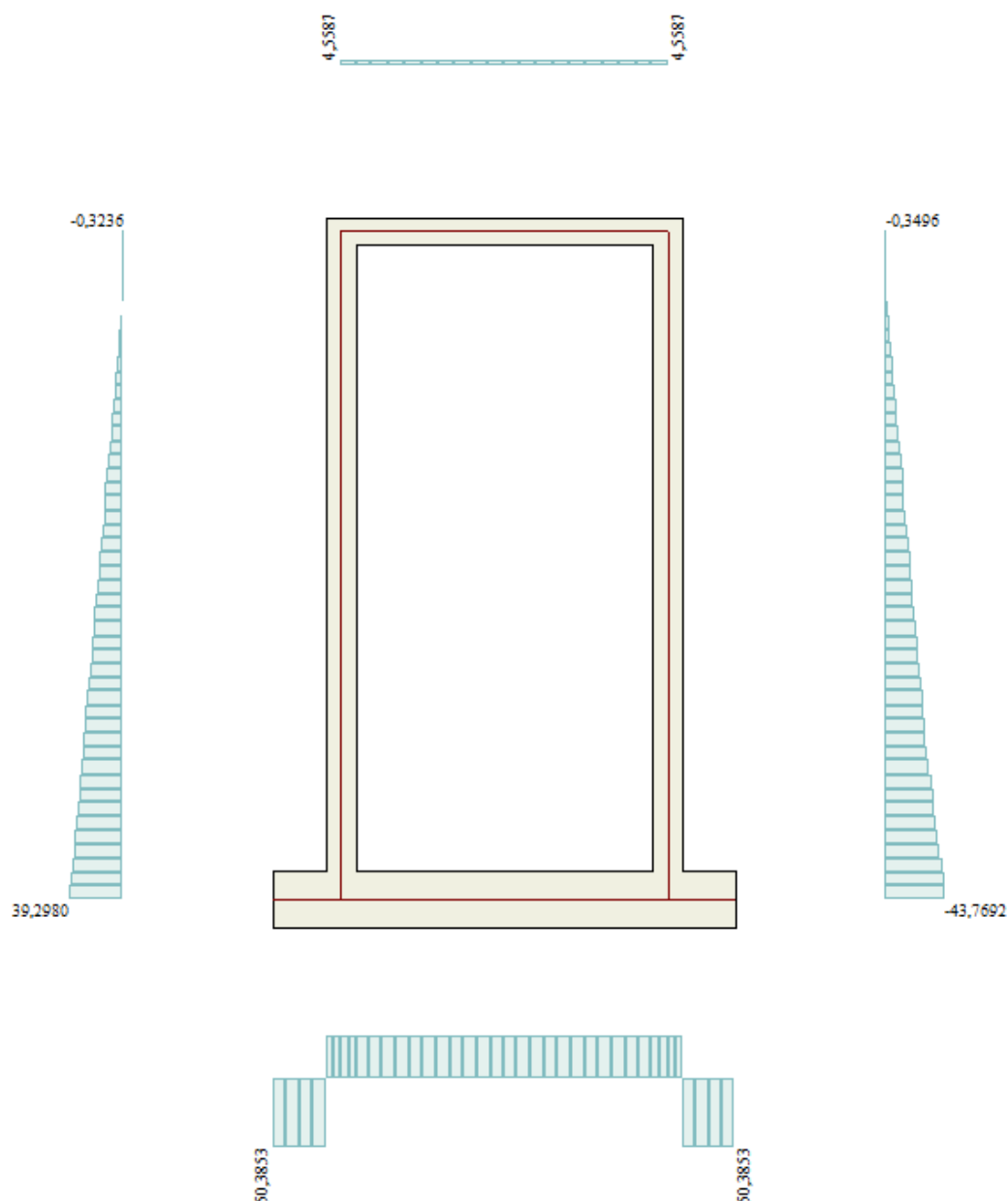


Figura 12 Pressioni (laterali) nella combinazione di carico, più gravosa allo SLE

Allo **SLE**, la massima pressione orizzontale sul manufatto risulta:

$$p_{max. Ek} = 43,7 \text{ kN/m}^2$$

Si considera il valore della pressione ad una certa distanza dalla base in quanto prima di questa quota è prevalente la reazione di incastro e dunque la sezione risulterebbe meno sollecitata. La distanza minima alla quale l'inflessione inizia a diventare significativa è a metà della misura del lato del pozzetto.

La pressione a una distanza 2,18/2, risulta:

$$p_{parete Ek}^* = p_{max. Ek} \cdot (3,9 - 1,09)/3,9 = 31,48 \text{ kN/m}^2$$

Sugli incastri laterali della parete risulta:

$$M_{Ek} = \frac{p_{parete\ Ek}^* \cdot 2,18^2}{12} = 12,47 \text{ kN m/m}$$

$$N_{Ek} = \frac{p_{parete\ Ek}^* \cdot 2,18}{2} = 34,31 \text{ kN /m}$$

Verifica alla fessurazione

La tensione massima nel calcestruzzo risulta essere:

$$\sigma_{c,max} = \frac{M_{Ek}}{W} - \frac{N_{Ek}}{A} = \frac{12\,470\,000}{\left(1000 \cdot \frac{180^2}{6}\right)} - \frac{34\,310}{(1000 \cdot 180)} = 2,12 \text{ N/mm}^2$$

Secondo le NTC18:

$$\sigma_{c,max} \leq \frac{f_{ctm}}{1,2} = 3,5/1,2 = 2,92 \text{ N/mm}^2$$

dove:

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 3,5 \text{ N/mm}^2$$

La tensione sulle armature:

$$\sigma_{s,max} = \frac{M_{Ek}}{(0,9 \cdot 180 \cdot 392,7)} = 196,01 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq 200 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 \cdot f_{yk} = 313,04$$

Facendo riferimento alle tabelle dell'EC2, ne risulta che l'apertura delle fessure è risulta:
 $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$, dato che:

$\varnothing$ armatura = 10 mm $\leq$ 10 mm, e dist. armatura = 200 mm $\leq$ 200 mm.

Tabella 7.2. Diametri massimi delle barre φ *s per il controllo della fessurazione¹⁾

Tensione nell'acciaio ²⁾ [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	20	16	12
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori in tabella sono basati sulle seguenti assunzioni:

$c = 25 \text{ mm}$; $f_{ct,eff} = 2,9 \text{ MPa}$; $h_{cr} = 0,5$; $(h - d) = 0,1 \text{ h}$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$ e $k' = 1,0$.

2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

Tabella 7.3. Spaziatura massima delle barre per il controllo della fessurazione 1)

Tensione nell'acciaio 2) [MPa]	Spaziatura massima delle barre [mm]		
	wk = 0,4 mm	wk = 0,3 mm	wk = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per le note vedere Tab. 7.2N.

Verifica della soletta di fondo

Verifica flessionale

Il Momento al centro della soletta di base, già valutato per le fondazioni sulle quali giacciono i pozzetti è:

$$M_{Ed} = (c_1 + c_2 v) \cdot p \cdot a^2 = (0,0524 + 0,0344 \cdot 0,1) \cdot 72,41 \cdot 2,18^2 = 19,21 \text{ kNm al metro}$$

Dove:

$$p = \frac{P_{cordolo} \cdot 1,3 + P_{pozzetto} \cdot 1,3 + P_{terreno imbarc.} \cdot 1,5}{\text{area fondazione}} = \frac{677,80 \text{ kN al metro}}{9,36 \text{ m}^2} = 72,41 \text{ kN/m}^2$$

Come definito precedentemente, questo momento si ripartisce sia sulla soletta di fondazione anti-galleggiamento gettata in opera che su quella di fondo del pozzetto prefabbricato.

Anche in questo caso, prudenzialmente, si considera che sulla soletta di fondo agisca il 60% del momento totale, ovvero 11,53 kN m.

Questo momento tende le fibre superiori al centro della soletta e le barre di armatura Ø12 a passo 200mm previste nella parte superiore della soletta di fondo risultano essere sufficiente, infatti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 31,86 \text{ kNm al metro} \geq 60\% M_{Ed} = 11,53 \text{ kNm al metro}$$

Il momento all'incastro, che tende le fibre inferiori, corrisponde a:

$$\mu M_{Ed} = 0,15 \cdot 19,21 = 2,88 \text{ kNm/m}$$

Tale momento è contrastato dal momento resistente dato dagli stessi ferri a "U" disposti sulla parte inferiore della soletta, essi sono Ø10/100 e forniscono un momento resistente pari a:

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 22,13 \text{ kNm al metro}$$

Verifica a fessurazione

Si determina il momento caratteristico come precedentemente si è fatto per quello di progetto, senza però fattorizzare i pesi per i coefficienti allo SLU.

$$p = \frac{P_{\text{cordolo}} + P_{\text{pozzetto}} + P_{\text{terreno imbarc.}}}{\text{area fondazione}} = \frac{480,62}{9,36} = 51,33 \text{ kN al metro}$$

$$M_{Ek} = (c_1 + c_2 v) \cdot p \cdot a^2 = (0,0524 + 0,0344 \cdot 0,1) \cdot 51,33 \cdot 2,18^2 = 13,62 \text{ kNm al metro}$$

La tensione sulle armature:

$$\sigma_{s,max} = \frac{M_{Ek}}{(0,9 \cdot 180 \cdot 392,7)} = 214,09 \frac{N}{mm^2} \leq 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 \cdot f_{yk} = 313,04$$

Facendo riferimento alle tabelle dell'EC2 (riportate al paragrafo precedente), ne risulta che l'apertura delle fessure è risulta: $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$, dato che:

$$\varnothing \text{ armatura} = 12 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm}, \text{ e dist. armatura} = 100 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}.$$

Verifica della soletta di copertura

Verifica flessionale

Considerando come azioni sollecitanti la copertura il peso proprio e un carico variabile di 1 ton/m^2 si calcola il momento flettente allo SLU sulla soletta, come momento flettente al centro di una lastra appoggiata sui quattro lati.

$$P_{ed} = sp. \text{copertura} \cdot \gamma_{cls} \cdot 1,3 + 10 \text{ kN} \cdot 1,5 = 20,85 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Ed} = (c_1 + c_2 v) p a^2 = (0,0524 + 0,0344 \cdot 0,1) \cdot 20,85 \cdot 2,18^2 = 5,53 \text{ kNm al metro}$$

Dunque con $\varnothing 12$ a passo 20cm sono ampiamente verificate:

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 31,86 \text{ kNm al metro}$$

Verifica a fessurazione

Si determina il momento caratteristico come precedentemente si è fatto per quello di progetto, senza però fattorizzare i pesi per i coefficienti allo SLU.

$$P_{ek} = sp. \text{copertura} \cdot \gamma_{cls} + 10 \text{ kN} = 14,5 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Ek} = (c_1 + c_2 v) \cdot p \cdot a^2 = (0,0524 + 0,0344 \cdot 0,1) \cdot 14,5 \cdot 2,18^2 = 3,85 \text{ kNm al metro}$$

La tensione sulle armature:

$$\sigma_{s,max} = \frac{M_{Ek}}{(0,9 \cdot 180 \cdot 565,5)} = 42,02 \frac{N}{mm^2} \leq 160 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 \cdot f_{yk} = 313,04$$

Facendo riferimento alle tabelle dell'EC2 (riportate al paragrafo precedente), ne risulta che l'apertura delle fessure è risulta: $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$, dato che:

$$\varnothing \text{ armatura} = 12 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm}, \text{ e dist. armatura} = 200 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm}.$$

ALLEGATI

All.1 Relazione di Calcolo delle pressioni agenti sulle pareti dei pozzetti 3,00 X 2,50 m con SCAT 14.0m di Aztec Informatica

All.2 Relazione di Calcolo delle pressioni agenti sulle pareti dei pozzetti 2,00 X 2,00 m con SCAT 14.0m di Aztec Informatica

All.1

***Relazione di Calcolo delle pressioni agenti sulle pareti dei pozzetti 3,00 X 2,50 m
con SCAT 14.0m di Aztec Informatica***

Calcolo del carico sulla calotta

Pressione Geostatica

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Se sul profilo del piano campagna sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 30.00°.

Spinta sui piedritti

Spinta attiva - Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione c l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità z vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Spinta in presenza di sisma - Metodo di Mononobe-Okabe

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana). La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 1/3 dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, $\mathbf{K}_e$, si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura $\mathbf{K}$. Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali $\mathbf{p}$.

Indicando con $\mathbf{u}$ il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti $\mathbf{u}$

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

Caratteristiche strati terreno

Strato di rinfianco

Descrizione	rinfianco coesivo non dren.	
Peso di volume	18,5000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	1,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	0,66	[°]
Coesione	42	[kPa]
Costante di Winkler	100	[kPa/cm]

Strato di base

Descrizione	terreno di base - sabbia	
Peso di volume	18,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19,6136	[kN/mc]
Angolo di attrito	32,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	21,33	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	490	[kPa/cm]
Tensione limite	196	[kPa]

Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	4,20	[m]
---	------	-----

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
 Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
 Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
 Coppie concentrate positive se antiorarie
 Ascisse X (esprese in m) positive verso destra
 Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto
 Carichi concentrati espressi in kN
 Coppie concentrate espressi in kNm
 Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X	ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y	ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
F _y	componente Y del carico concentrato
F _x	componente X del carico concentrato
M	momento

Forze distribuite

X _i , X _f	ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
Y _i , Y _f	ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
V _{ni}	componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
V _{nf}	componente normale del carico distribuito nel punto finale
V _{ti}	componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
V _{tf}	componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
D _{te}	variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
D _{ti}	variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

Condizione di carico n° 7 (Condizione 1)

Distr	Terreno	X _i = 3,40	X _f = 6,40	V _{ni} = 10,00	V _{nf} = 10,00
-------	---------	-----------------------	-----------------------	-------------------------	-------------------------

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) / (1.0 + \cot^2 \theta)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

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

Stato Limite di Esercizio

Criteria di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)

0.60 f_{ck}

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)

0.45 f_{ck}

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)

0.80 f_{yk}

Criteria verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1=0,20$ $w_2=0,30$ $w_3=0,40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure:

- NTC 2018 - C4.1.2.2.4.5

Resistenza a trazione per **Flessione**

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2018 - Approccio 1

Copriferro sezioni 3,00 [cm]

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2018

Simbologia adottata

γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_Q	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni staticheCoefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,80	0,80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Q1fav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15
Termici	Favorevole	$\gamma_{\epsilon fav}$	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\epsilon sfav}$	1,20	1,20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismicheCoefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Q1fav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00
Termici	Favorevole	$\gamma_{\epsilon fav}$	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\epsilon sfav}$	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
-----------------------	-------------	------	------	------

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
-------------------	-------------	------	------	------

Combinazione n° 11 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
--	----------------	----------------------------	--------------------------	----------

Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 27 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
--	----------------	----------------------------	--------------------------	----------

Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 21,9115 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 21,9115 [kPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 14,7343 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 14,7343 [kPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	3,40	0,0000
3,40	6,40	15,0000
6,40	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Falda

Spinta	112,44[kN]
Sottospinta	53,55[kPa]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	3,40	0,0000
3,40	6,40	13,0000
6,40	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Falda

Spinta	86,50[kN]
--------	-----------

Sottospinta

41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,1815 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,1815 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-13,61	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 12

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-13,61	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 13

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-13,61	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,1815 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 14

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 15

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,1815 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 16

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 17

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 18

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-13,61	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 19

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-13,61	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 20

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-13,61	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 21

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 22

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 23

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 24

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 25

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 26

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	3,40	0,0000

3,40	6,40	10,0000
6,40	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 27

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-13,61	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	17,95	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,0000 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Pressioni terreno

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	66
1,04	53
2,17	46
3,29	53
4,34	66

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	51
1,04	41
2,17	35
3,29	41
4,34	51

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
1,04	1
2,17	3
3,29	8
4,34	12

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
1,04	0
2,17	2
3,29	7
4,34	10

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	49
1,04	39
2,17	34
3,29	38
4,34	47

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	54
1,04	43
2,17	38
3,29	42
4,34	51

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	54
1,04	43
2,17	38
3,29	42
4,34	51

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	49
1,04	39
2,17	34
3,29	38
4,34	47

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
1,04	0
2,17	0
3,29	0
4,34	11

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
1,04	3
2,17	4
3,29	9
4,34	11

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
1,04	3
2,17	4
3,29	9
4,34	11

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
1,04	0
2,17	0
3,29	0
4,34	11

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 13)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	51
1,04	42
2,17	38
3,29	43
4,34	54

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 14)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	47
1,04	38
2,17	34
3,29	39
4,34	49

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 15)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	51
1,04	42
2,17	38
3,29	43
4,34	54

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 16)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	47
1,04	38
2,17	34
3,29	39
4,34	49

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 17)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	3
1,04	5
2,17	4
3,29	7

4,34

7

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 18)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
1,04	0
2,17	0
3,29	2
4,34	3

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 19)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	3
1,04	5
2,17	4
3,29	7
4,34	7

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 20)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
1,04	0
2,17	0
3,29	2
4,34	3

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 21)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
1,04	1
2,17	2
3,29	6
4,34	8

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 22)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
1,04	1
2,17	2
3,29	6
4,34	8

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 23)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
1,04	1
2,17	2
3,29	6
4,34	8

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 24)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
1,04	1
2,17	3
3,29	7
4,34	10

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 25)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
1,04	0
2,17	0
3,29	4
4,34	12

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 26)

X [m]	σ_t [kPa]
-------	------------------

0,00	3
1,04	4
2,17	3
3,29	5
4,34	5

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 27)

X [m]	σ_i [kPa]
0,00	2
1,04	3
2,17	2
3,29	3
4,34	3

Verifiche fessurazione

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X_i	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M_p	Momento, espresse in kNm
M_n	Momento, espresse in kNm
w_k	Ampiezza fessure, espresse in mm
w_{lim}	Apertura limite fessure, espresse in mm
s	Distanza media tra le fessure, espresse in mm
ε_{sm}	Deformazione nelle fessure, espresse in [%]

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 21 - SLE (Rara)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0,03	10,05	10,05	83,20	-83,20	0,00	0,00	100,00	0,00	0,000
2	1,04	10,05	10,05	83,20	-83,20	10,54	0,00	100,00	0,00	0,000
3	2,17	10,05	10,05	83,20	-83,20	-11,13	0,00	100,00	0,00	0,000
4	3,29	10,05	10,05	83,20	-83,20	9,25	0,00	100,00	0,00	0,000
5	4,31	10,05	10,05	83,20	-83,20	0,00	0,00	100,00	0,00	0,000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 21 - SLE (Rara)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0,56	8,04	8,04	23,15	-23,15	-11,83	0,00	100,00	0,00	0,000
2	1,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	-6,18	0,00	100,00	0,00	0,000
3	2,17	8,04	8,04	23,15	-23,15	-4,51	0,00	100,00	0,00	0,000
4	2,94	8,04	8,04	23,15	-23,15	-5,95	0,00	100,00	0,00	0,000
5	3,78	8,04	8,04	23,15	-23,15	-11,90	0,00	100,00	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 21 - SLE (Rara)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0,21	8,04	8,04	23,15	-23,15	-39,83	0,22	100,00	155,21	0,080
2	2,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	16,94	0,00	100,00	0,00	0,000
3	4,64	8,04	8,04	23,15	-23,15	-11,83	0,00	100,00	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 21 - SLE (Rara)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0,21	8,04	8,04	23,15	-23,15	-39,91	0,21	100,00	155,21	0,080
2	2,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	16,87	0,00	100,00	0,00	0,000
3	4,64	8,04	8,04	23,15	-23,15	-11,90	0,00	100,00	0,00	0,000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 22 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0,03	10,05	10,05	83,20	-83,20	0,00	0,00	0,40	0,00	0,000
2	1,04	10,05	10,05	83,20	-83,20	10,54	0,00	0,40	0,00	0,000
3	2,17	10,05	10,05	83,20	-83,20	-11,13	0,00	0,40	0,00	0,000
4	3,29	10,05	10,05	83,20	-83,20	9,25	0,00	0,40	0,00	0,000
5	4,31	10,05	10,05	83,20	-83,20	0,00	0,00	0,40	0,00	0,000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 22 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0,56	8,04	8,04	23,15	-23,15	-11,83	0,00	0,40	0,00	0,000
2	1,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	-6,18	0,00	0,40	0,00	0,000
3	2,17	8,04	8,04	23,15	-23,15	-4,51	0,00	0,40	0,00	0,000
4	2,94	8,04	8,04	23,15	-23,15	-5,95	0,00	0,40	0,00	0,000
5	3,78	8,04	8,04	23,15	-23,15	-11,90	0,00	0,40	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 22 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
-------------	---	----------	----------	-------	-------	---	---	-----------	-------	--------------------

1	0,21	8,04	8,04	23,15	-23,15	-39,83	0,22	0,40	155,21	0,080
2	2,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	16,94	0,00	0,40	0,00	0,000
3	4,64	8,04	8,04	23,15	-23,15	-11,83	0,00	0,40	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 22 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,21	8,04	8,04	23,15	-23,15	-39,91	0,21	0,40	155,21	0,080
2	2,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	16,87	0,00	0,40	0,00	0,000
3	4,64	8,04	8,04	23,15	-23,15	-11,90	0,00	0,40	0,00	0,000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 23 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,03	10,05	10,05	83,20	-83,20	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000
2	1,04	10,05	10,05	83,20	-83,20	10,54	0,00	0,30	0,00	0,000
3	2,17	10,05	10,05	83,20	-83,20	-11,13	0,00	0,30	0,00	0,000
4	3,29	10,05	10,05	83,20	-83,20	9,25	0,00	0,30	0,00	0,000
5	4,31	10,05	10,05	83,20	-83,20	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 23 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,56	8,04	8,04	23,15	-23,15	-11,83	0,00	0,30	0,00	0,000
2	1,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	-6,18	0,00	0,30	0,00	0,000
3	2,17	8,04	8,04	23,15	-23,15	-4,51	0,00	0,30	0,00	0,000
4	2,94	8,04	8,04	23,15	-23,15	-5,95	0,00	0,30	0,00	0,000
5	3,78	8,04	8,04	23,15	-23,15	-11,90	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 23 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,21	8,04	8,04	23,15	-23,15	-39,83	0,22	0,30	155,21	0,080
2	2,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	16,94	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,64	8,04	8,04	23,15	-23,15	-11,83	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 23 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,21	8,04	8,04	23,15	-23,15	-39,91	0,21	0,30	155,21	0,080
2	2,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	16,87	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,64	8,04	8,04	23,15	-23,15	-11,90	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 24 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,03	10,05	10,05	83,20	-83,20	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000
2	1,04	10,05	10,05	83,20	-83,20	11,69	0,00	0,30	0,00	0,000
3	2,17	10,05	10,05	83,20	-83,20	-11,26	0,00	0,30	0,00	0,000
4	3,29	10,05	10,05	83,20	-83,20	8,32	0,00	0,30	0,00	0,000
5	4,31	10,05	10,05	83,20	-83,20	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 24 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,56	8,04	8,04	23,15	-23,15	-11,39	0,00	0,30	0,00	0,000
2	1,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	-5,89	0,00	0,30	0,00	0,000
3	2,17	8,04	8,04	23,15	-23,15	-4,46	0,00	0,30	0,00	0,000
4	2,94	8,04	8,04	23,15	-23,15	-6,25	0,00	0,30	0,00	0,000
5	3,78	8,04	8,04	23,15	-23,15	-12,70	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 24 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,21	8,04	8,04	23,15	-23,15	-41,52	0,23	0,30	155,21	0,086
2	2,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	17,19	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,64	8,04	8,04	23,15	-23,15	-11,39	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 24 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,21	8,04	8,04	23,15	-23,15	-38,73	0,20	0,30	155,21	0,075
2	2,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	16,66	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,64	8,04	8,04	23,15	-23,15	-12,70	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,03	10,05	10,05	83,20	-83,20	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000
2	1,04	10,05	10,05	83,20	-83,20	12,08	0,00	0,30	0,00	0,000
3	2,17	10,05	10,05	83,20	-83,20	-8,59	0,00	0,30	0,00	0,000
4	3,29	10,05	10,05	83,20	-83,20	10,41	0,00	0,30	0,00	0,000
5	4,31	10,05	10,05	83,20	-83,20	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,56	8,04	8,04	23,15	-23,15	-11,82	0,00	0,30	0,00	0,000
2	1,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	-6,41	0,00	0,30	0,00	0,000
3	2,17	8,04	8,04	23,15	-23,15	-4,84	0,00	0,30	0,00	0,000
4	2,94	8,04	8,04	23,15	-23,15	-6,27	0,00	0,30	0,00	0,000
5	3,78	8,04	8,04	23,15	-23,15	-12,10	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,21	8,04	8,04	23,15	-23,15	-40,66	0,22	0,30	155,21	0,083
2	2,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	17,41	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,64	8,04	8,04	23,15	-23,15	-11,82	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,21	8,04	8,04	23,15	-23,15	-39,16	0,21	0,30	155,21	0,077
2	2,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	16,79	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,64	8,04	8,04	23,15	-23,15	-12,10	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 26 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,03	10,05	10,05	83,20	-83,20	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000
2	1,04	10,05	10,05	83,20	-83,20	8,05	0,00	0,30	0,00	0,000
3	2,17	10,05	10,05	83,20	-83,20	-11,56	0,00	0,30	0,00	0,000
4	3,29	10,05	10,05	83,20	-83,20	11,65	0,00	0,30	0,00	0,000
5	4,31	10,05	10,05	83,20	-83,20	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 26 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,56	8,04	8,04	23,15	-23,15	-14,13	0,00	0,30	0,00	0,000
2	1,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	-7,13	0,00	0,30	0,00	0,000
3	2,17	8,04	8,04	23,15	-23,15	-4,38	0,00	0,30	0,00	0,000
4	2,94	8,04	8,04	23,15	-23,15	-4,82	0,00	0,30	0,00	0,000
5	3,78	8,04	8,04	23,15	-23,15	-9,80	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 26 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,21	8,04	8,04	23,15	-23,15	-36,86	0,19	0,30	155,21	0,071
2	2,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	16,87	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,64	8,04	8,04	23,15	-23,15	-14,13	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 26 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,21	8,04	8,04	23,15	-23,15	-43,66	0,25	0,30	155,21	0,093
2	2,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	16,92	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,64	8,04	8,04	23,15	-23,15	-9,80	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 27 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,03	10,05	10,05	83,20	-83,20	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000
2	1,04	10,05	10,05	83,20	-83,20	8,69	0,00	0,30	0,00	0,000
3	2,17	10,05	10,05	83,20	-83,20	-10,28	0,00	0,30	0,00	0,000
4	3,29	10,05	10,05	83,20	-83,20	12,06	0,00	0,30	0,00	0,000
5	4,31	10,05	10,05	83,20	-83,20	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 27 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,56	8,04	8,04	23,15	-23,15	-13,98	0,00	0,30	0,00	0,000
2	1,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	-7,34	0,00	0,30	0,00	0,000
3	2,17	8,04	8,04	23,15	-23,15	-4,69	0,00	0,30	0,00	0,000
4	2,94	8,04	8,04	23,15	-23,15	-5,03	0,00	0,30	0,00	0,000
5	3,78	8,04	8,04	23,15	-23,15	-9,65	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 27 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,21	8,04	8,04	23,15	-23,15	-36,80	0,19	0,30	155,21	0,071
2	2,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	16,97	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,64	8,04	8,04	23,15	-23,15	-13,98	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 27 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,21	8,04	8,04	23,15	-23,15	-43,61	0,25	0,30	155,21	0,093
2	2,42	8,04	8,04	23,15	-23,15	17,01	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,64	8,04	8,04	23,15	-23,15	-9,65	0,00	0,30	0,00	0,000

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	$\sigma_{\min}$ [kPa]	$\sigma_{\max}$ [kPa]
0,00	0	66
1,04	0	53
2,17	0	46
3,29	0	53
4,34	3	66

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

La struttura viene discretizzata in elementi tipo trave. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfilanco vengono inserite delle molle alla Winkler non reagenti a trazione.

L'analisi che viene effettuata è un'analisi al passo per tener conto delle molle che devono essere eliminate (molle in trazione). L'analisi fornisce i risultati in termini di spostamenti. Dagli spostamenti si risale alle sollecitazioni nodali ed alle pressioni sul terreno.

Il calcolo degli scatolari viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle pressioni in calotta (per gli scatolari ricoperti da terreno);
- Calcolo della spinta del terreno;
- Calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali (fondazione, piedritti e traverso);
- Progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	SCAT - Analisi Strutture Scatolari
Versione	14.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	COGEST srl
Licenza	AIU5236AL

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

All.2

*Relazione di Calcolo delle pressioni agenti sulle pareti dei pozzetti 2,00 X 2,00 m
con SCAT 14.0m di Aztec Informatica*

Calcolo del carico sulla calotta

Pressione Geostatica

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Se sul profilo del piano campagna sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 30.00°.

Spinta sui piedritti

Spinta attiva - Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione c l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità z vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo. Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfilanco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Spinta in presenza di sisma - Metodo di Mononobe-Okabe

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana). La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h . Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 1/3 dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfilanco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, $\mathbf{K}_e$, si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura $\mathbf{K}$. Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali $\mathbf{p}$.

Indicando con $\mathbf{u}$ il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti $\mathbf{u}$

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

Caratteristiche strati terreno

Strato di rinfianco

Descrizione	rinfianco coesivo non dren.	
Peso di volume	18,5000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	25,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	0,66	[°]
Coesione	14	[kPa]
Costante di Winkler	250	[kPa/cm]

Strato di base

Descrizione	terreno di base - sabbia	
Peso di volume	18,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19,6136	[kN/mc]
Angolo di attrito	32,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	21,33	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	490	[kPa/cm]
Tensione limite	196	[kPa]

Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	4,20	[m]
---	------	-----

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
 Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
 Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
 Coppie concentrate positive se antiorarie
 Ascisse X (esprese in m) positive verso destra
 Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto
 Carichi concentrati espressi in kN
 Coppie concentrate espressi in kNm
 Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X	ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y	ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
F _y	componente Y del carico concentrato
F _x	componente X del carico concentrato
M	momento

Forze distribuite

X _i , X _f	ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
Y _i , Y _f	ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
V _{ni}	componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
V _{nf}	componente normale del carico distribuito nel punto finale
V _{ti}	componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
V _{tf}	componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
D _{te}	variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
D _{ti}	variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

Condizione di carico n° 7 (Condizione 1)

Distr	Terreno	X _i = 3,40	X _f = 6,40	V _{ni} = 10,00	V _{nf} = 10,00
-------	---------	-----------------------	-----------------------	-------------------------	-------------------------

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) / (1.0 + \cot^2 \theta)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

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

Stato Limite di Esercizio

Criteria di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)

0.60 f_{ck}

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)

0.45 f_{ck}

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)

0.80 f_{yk}

Criteria verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1=0,20$ $w_2=0,30$ $w_3=0,40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure:

- NTC 2018 - C4.1.2.2.4.5

Resistenza a trazione per **Flessione**

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2018 - Approccio 1

Copriferro sezioni 3,00 [cm]

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2018

Simbologia adottata

γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_Q	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni staticheCoefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,80	0,80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1,20	1,20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismicheCoefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 27 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 25,8328 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 25,8328 [kPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 24,3714 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 24,3714 [kPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	3,40	0,0000
3,40	6,40	15,0000
6,40	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 7,5586 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 12,0135 [kPa]

Falda

Spinta	112,44[kN]
Sottospinta	53,55[kPa]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	3,40	0,0000
3,40	6,40	13,0000
6,40	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 7,6612 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 12,2508 [kPa]

Falda

Spinta	86,50[kN]
--------	-----------

Sottospinta 41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 15,7701 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 15,7701 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 4,1101 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 15,7701 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 15,7701 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 6,8341 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 15,7701 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 15,7701 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 6,8341 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 15,7701 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 15,7701 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 4,1101 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 1,7129 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 4,6829 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,7309 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 1,7129 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 4,6829 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 1,3749 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-12,27	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 1,7129 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 4,6829 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 1,3749 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 12

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-12,27	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 1,7129 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 4,6829 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,7309 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 13

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-12,27	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 15,7701 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 15,7701 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 6,8341 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 14

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 15,7701 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 15,7701 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 4,1101 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 15

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 15,7701 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 15,7701 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 6,8341 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 16

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 15,7701 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 15,7701 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 4,1101 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 17

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 1,7129 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 4,6829 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 3,0154 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 18

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 1,7129 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 4,6829 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 1,7344 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 19

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 1,7129 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 4,6829 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 3,0154 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 20

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 1,7129 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 4,6829 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 1,7344 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 21

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 1,7129 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 4,6829 [kPa]

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 22

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 1,7129 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 4,6829 [kPa]

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 23

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 1,7129 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Piedritto destro Pressione sup. 0,0000 [kPa] Pressione inf. 4,6829 [kPa]

Falda

Spinta 86,50[kN]
Sottospinta 41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 24

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000 [kPa] Pressione inf. 1,7129 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0000 [kPa] Pressione inf. 4,6829 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000 [kPa] Pressione inf. 0,3417 [kPa]

Falda

Spinta 86,50[kN]
Sottospinta 41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 25

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000 [kPa] Pressione inf. 1,7129 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0000 [kPa] Pressione inf. 4,6829 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000 [kPa] Pressione inf. 0,1670 [kPa]

Falda

Spinta 86,50[kN]
Sottospinta 41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 26

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 1,7129 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 4,6829 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,8993 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Analisi della combinazione n° 27

Pressione in calotta(solo peso terreno)	0,0000 [kPa]
---	--------------

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-12,27	3,40	0,0000
3,40	6,40	10,0000
6,40	16,40	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 1,7129 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 4,6829 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 0,4722 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Falda

Spinta	86,50[kN]
Sottospinta	41,19[kPa]

Pressioni terreno

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	59
0,73	57
1,53	56
2,33	57
3,06	59

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	45
0,73	44
1,53	43
2,33	44
3,06	45

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	4
0,73	8
1,53	8
2,33	3
3,06	0

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	6
0,73	8
1,53	5
2,33	0
3,06	0

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	43
0,73	42
1,53	41
2,33	42
3,06	43

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	47
0,73	46
1,53	46
2,33	46
3,06	48

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	47
0,73	46
1,53	46
2,33	46
3,06	48

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	43
0,73	42
1,53	41
2,33	42
3,06	43

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
0,73	0
1,53	0
2,33	4
3,06	10

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
0,73	0
1,53	8
2,33	11
3,06	11

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
0,73	0
1,53	8
2,33	11
3,06	11

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
0,73	0
1,53	0
2,33	4
3,06	10

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 13)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	48
0,73	46
1,53	46
2,33	46
3,06	47

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 14)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	43
0,73	42
1,53	41
2,33	42
3,06	43

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 15)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	48
0,73	46
1,53	46
2,33	46
3,06	47

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 16)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	43
0,73	42
1,53	41
2,33	42
3,06	43

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 17)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	13
0,73	12
1,53	7
2,33	0

3,06	0
------	---

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 18)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	12
0,73	4
1,53	0
2,33	0
3,06	0

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 19)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	13
0,73	12
1,53	7
2,33	0
3,06	0

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 20)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	12
0,73	4
1,53	0
2,33	0
3,06	0

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 21)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
0,73	5
1,53	6
2,33	4
3,06	0

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 22)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
0,73	5
1,53	6
2,33	4
3,06	0

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 23)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
0,73	5
1,53	6
2,33	4
3,06	0

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 24)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
0,73	0
1,53	6
2,33	9
3,06	9

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 25)

X [m]	σ_t [kPa]
0,00	0
0,73	0
1,53	2
2,33	7
3,06	9

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 26)

X [m]	σ_t [kPa]
-------	------------------

0,00	12
0,73	10
1,53	5
2,33	0
3,06	0

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 27)

X [m]	σ_i [kPa]
0,00	14
0,73	7
1,53	0
2,33	0
3,06	0

Verifiche fessurazione

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X_i	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M_p	Momento, esprime in kNm
M_n	Momento, esprime in kNm
w_k	Ampiezza fessure, esprime in mm
w_{lim}	Apertura limite fessure, esprime in mm
s	Distanza media tra le fessure, esprime in mm
ε_{sm}	Deformazione nelle fessure, esprime in [%]

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 21 - SLE (Rara)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0,03	8,04	8,04	67,11	-67,11	0,00	0,00	100,00	0,00	0,000
2	0,73	8,04	8,04	67,11	-67,11	24,77	0,00	100,00	0,00	0,000
3	1,53	8,04	8,04	67,11	-67,11	12,76	0,00	100,00	0,00	0,000
4	2,33	8,04	8,04	67,11	-67,11	25,15	0,00	100,00	0,00	0,000
5	3,03	8,04	8,04	67,11	-67,11	0,00	0,00	100,00	0,00	0,000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 21 - SLE (Rara)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0,45	8,04	8,04	15,59	-15,59	-10,94	0,00	100,00	0,00	0,000
2	0,99	8,04	8,04	15,59	-15,59	-9,01	0,00	100,00	0,00	0,000
3	1,53	8,04	8,04	15,59	-15,59	-8,35	0,00	100,00	0,00	0,000
4	2,07	8,04	8,04	15,59	-15,59	-8,99	0,00	100,00	0,00	0,000
5	2,61	8,04	8,04	15,59	-15,59	-10,90	0,00	100,00	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 21 - SLE (Rara)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0,19	8,04	8,04	19,20	-19,20	-39,07	0,25	100,00	149,21	0,098
2	2,40	8,04	8,04	19,20	-19,20	18,17	0,00	100,00	0,00	0,000
3	4,61	8,04	8,04	19,20	-19,20	-10,94	0,00	100,00	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 21 - SLE (Rara)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0,19	8,04	10,05	19,26	-19,69	-39,60	0,17	100,00	120,17	0,081
2	2,40	8,04	10,05	19,26	-19,69	18,21	0,00	100,00	0,00	0,000
3	4,61	8,04	10,05	19,26	-19,69	-10,90	0,00	100,00	0,00	0,000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 22 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0,03	8,04	8,04	67,11	-67,11	0,00	0,00	0,40	0,00	0,000
2	0,73	8,04	8,04	67,11	-67,11	24,77	0,00	0,40	0,00	0,000
3	1,53	8,04	8,04	67,11	-67,11	12,76	0,00	0,40	0,00	0,000
4	2,33	8,04	8,04	67,11	-67,11	25,15	0,00	0,40	0,00	0,000
5	3,03	8,04	8,04	67,11	-67,11	0,00	0,00	0,40	0,00	0,000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 22 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0,45	8,04	8,04	15,59	-15,59	-10,94	0,00	0,40	0,00	0,000
2	0,99	8,04	8,04	15,59	-15,59	-9,01	0,00	0,40	0,00	0,000
3	1,53	8,04	8,04	15,59	-15,59	-8,35	0,00	0,40	0,00	0,000
4	2,07	8,04	8,04	15,59	-15,59	-8,99	0,00	0,40	0,00	0,000
5	2,61	8,04	8,04	15,59	-15,59	-10,90	0,00	0,40	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 22 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
----	---	----------	----------	-------	-------	---	---	-----------	-------	--------------------

1	0,19	8,04	8,04	19,20	-19,20	-39,07	0,25	0,40	149,21	0,098
2	2,40	8,04	8,04	19,20	-19,20	18,17	0,00	0,40	0,00	0,000
3	4,61	8,04	8,04	19,20	-19,20	-10,94	0,00	0,40	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 22 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,19	8,04	10,05	19,26	-19,69	-39,60	0,17	0,40	120,17	0,081
2	2,40	8,04	10,05	19,26	-19,69	18,21	0,00	0,40	0,00	0,000
3	4,61	8,04	10,05	19,26	-19,69	-10,90	0,00	0,40	0,00	0,000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 23 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,03	8,04	8,04	67,11	-67,11	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000
2	0,73	8,04	8,04	67,11	-67,11	24,77	0,00	0,30	0,00	0,000
3	1,53	8,04	8,04	67,11	-67,11	12,76	0,00	0,30	0,00	0,000
4	2,33	8,04	8,04	67,11	-67,11	25,15	0,00	0,30	0,00	0,000
5	3,03	8,04	8,04	67,11	-67,11	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 23 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,45	8,04	8,04	15,59	-15,59	-10,94	0,00	0,30	0,00	0,000
2	0,99	8,04	8,04	15,59	-15,59	-9,01	0,00	0,30	0,00	0,000
3	1,53	8,04	8,04	15,59	-15,59	-8,35	0,00	0,30	0,00	0,000
4	2,07	8,04	8,04	15,59	-15,59	-8,99	0,00	0,30	0,00	0,000
5	2,61	8,04	8,04	15,59	-15,59	-10,90	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 23 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,19	8,04	8,04	19,20	-19,20	-39,07	0,25	0,30	149,21	0,098
2	2,40	8,04	8,04	19,20	-19,20	18,17	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,61	8,04	8,04	19,20	-19,20	-10,94	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 23 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,19	8,04	10,05	19,26	-19,69	-39,60	0,17	0,30	120,17	0,081
2	2,40	8,04	10,05	19,26	-19,69	18,21	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,61	8,04	10,05	19,26	-19,69	-10,90	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 24 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,03	8,04	8,04	67,11	-67,11	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000
2	0,73	8,04	8,04	67,11	-67,11	27,87	0,00	0,30	0,00	0,000
3	1,53	8,04	8,04	67,11	-67,11	13,51	0,00	0,30	0,00	0,000
4	2,33	8,04	8,04	67,11	-67,11	23,19	0,00	0,30	0,00	0,000
5	3,03	8,04	8,04	67,11	-67,11	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 24 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,45	8,04	8,04	15,59	-15,59	-9,31	0,00	0,30	0,00	0,000
2	0,99	8,04	8,04	15,59	-15,59	-8,17	0,00	0,30	0,00	0,000
3	1,53	8,04	8,04	15,59	-15,59	-8,36	0,00	0,30	0,00	0,000
4	2,07	8,04	8,04	15,59	-15,59	-9,90	0,00	0,30	0,00	0,000
5	2,61	8,04	8,04	15,59	-15,59	-12,73	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 24 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,19	8,04	8,04	19,20	-19,20	-42,53	0,29	0,30	149,21	0,112
2	2,40	8,04	8,04	19,20	-19,20	18,45	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,61	8,04	8,04	19,20	-19,20	-9,31	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 24 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,19	8,04	10,05	19,26	-19,69	-36,39	0,15	0,30	120,17	0,070
2	2,40	8,04	10,05	19,26	-19,69	18,14	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,61	8,04	10,05	19,26	-19,69	-12,73	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,03	8,04	8,04	67,11	-67,11	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000
2	0,73	8,04	8,04	67,11	-67,11	28,12	0,00	0,30	0,00	0,000
3	1,53	8,04	8,04	67,11	-67,11	14,98	0,00	0,30	0,00	0,000
4	2,33	8,04	8,04	67,11	-67,11	23,85	0,00	0,30	0,00	0,000
5	3,03	8,04	8,04	67,11	-67,11	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,45	8,04	8,04	15,59	-15,59	-9,31	0,00	0,30	0,00	0,000
2	0,99	8,04	8,04	15,59	-15,59	-8,27	0,00	0,30	0,00	0,000
3	1,53	8,04	8,04	15,59	-15,59	-8,47	0,00	0,30	0,00	0,000
4	2,07	8,04	8,04	15,59	-15,59	-9,93	0,00	0,30	0,00	0,000
5	2,61	8,04	8,04	15,59	-15,59	-12,60	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,19	8,04	8,04	19,20	-19,20	-42,14	0,29	0,30	149,21	0,111
2	2,40	8,04	8,04	19,20	-19,20	18,43	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,61	8,04	8,04	19,20	-19,20	-9,31	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,19	8,04	10,05	19,26	-19,69	-36,43	0,15	0,30	120,17	0,071
2	2,40	8,04	10,05	19,26	-19,69	18,18	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,61	8,04	10,05	19,26	-19,69	-12,60	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 26 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,03	8,04	8,04	67,11	-67,11	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000
2	0,73	8,04	8,04	67,11	-67,11	23,23	0,00	0,30	0,00	0,000
3	1,53	8,04	8,04	67,11	-67,11	14,68	0,00	0,30	0,00	0,000
4	2,33	8,04	8,04	67,11	-67,11	29,36	0,00	0,30	0,00	0,000
5	3,03	8,04	8,04	67,11	-67,11	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 26 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,45	8,04	8,04	15,59	-15,59	-13,09	0,00	0,30	0,00	0,000
2	0,99	8,04	8,04	15,59	-15,59	-10,13	0,00	0,30	0,00	0,000
3	1,53	8,04	8,04	15,59	-15,59	-8,47	0,00	0,30	0,00	0,000
4	2,07	8,04	8,04	15,59	-15,59	-8,16	0,00	0,30	0,00	0,000
5	2,61	8,04	8,04	15,59	-15,59	-9,18	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 26 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,19	8,04	8,04	19,20	-19,20	-35,84	0,22	0,30	149,21	0,085
2	2,40	8,04	8,04	19,20	-19,20	18,21	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,61	8,04	8,04	19,20	-19,20	-13,09	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 26 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,19	8,04	10,05	19,26	-19,69	-43,96	0,20	0,30	120,17	0,095
2	2,40	8,04	10,05	19,26	-19,69	18,76	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,61	8,04	10,05	19,26	-19,69	-9,18	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 27 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,03	8,04	8,04	67,11	-67,11	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000
2	0,73	8,04	8,04	67,11	-67,11	24,20	0,00	0,30	0,00	0,000
3	1,53	8,04	8,04	67,11	-67,11	16,10	0,00	0,30	0,00	0,000
4	2,33	8,04	8,04	67,11	-67,11	29,14	0,00	0,30	0,00	0,000
5	3,03	8,04	8,04	67,11	-67,11	0,00	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 27 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,45	8,04	8,04	15,59	-15,59	-12,82	0,00	0,30	0,00	0,000
2	0,99	8,04	8,04	15,59	-15,59	-10,08	0,00	0,30	0,00	0,000
3	1,53	8,04	8,04	15,59	-15,59	-8,54	0,00	0,30	0,00	0,000
4	2,07	8,04	8,04	15,59	-15,59	-8,27	0,00	0,30	0,00	0,000
5	2,61	8,04	8,04	15,59	-15,59	-9,24	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 27 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,19	8,04	8,04	19,20	-19,20	-36,02	0,22	0,30	149,21	0,086
2	2,40	8,04	8,04	19,20	-19,20	18,23	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,61	8,04	8,04	19,20	-19,20	-12,82	0,00	0,30	0,00	0,000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 27 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0,19	8,04	10,05	19,26	-19,69	-43,12	0,19	0,30	120,17	0,093
2	2,40	8,04	10,05	19,26	-19,69	18,63	0,00	0,30	0,00	0,000
3	4,61	8,04	10,05	19,26	-19,69	-9,24	0,00	0,30	0,00	0,000

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	$\sigma_{\min}$ [kPa]	$\sigma_{\max}$ [kPa]
0,00	0	59
0,73	0	57
1,53	0	56
2,33	0	57
3,06	0	59

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

La struttura viene discretizzata in elementi tipo trave. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfilanco vengono inserite delle molle alla Winkler non reagenti a trazione.

L'analisi che viene effettuata è un'analisi al passo per tener conto delle molle che devono essere eliminate (molle in trazione). L'analisi fornisce i risultati in termini di spostamenti. Dagli spostamenti si risale alle sollecitazioni nodali ed alle pressioni sul terreno.

Il calcolo degli scatolari viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle pressioni in calotta (per gli scatolari ricoperti da terreno);
- Calcolo della spinta del terreno;
- Calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali (fondazione, piedritti e traverso);
- Progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	SCAT - Analisi Strutture Scatolari
Versione	14.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	COGEST srl
Licenza	AIU5236AL

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.