



Società Autostrada Tirrenica p.A.

GRUPPO AUTOSTRADALE PER L'ITALIA S.p.A.

AUTOSTRADA (A12) : ROSIGNANO – CIVITAVECCHIA

LOTTO 6B

TRATTO: PESCIA ROMANA – TARQUINIA

PROGETTO DEFINITIVO

INFRASTRUTTURA STRATEGICA DI PREMINENTE INTERESSE
NAZIONALE LE CUI PROCEDURE DI APPROVAZIONE SONO REGOLATE
DALL' ART. 161 DEL D.LGS. 163/2006

AU–CORPO AUTOSTRADALE

OPERE D'ARTE MINORI

TIPOLOGIA PROLUNGAMENTO SOTTOVIA

Relazione descrittiva e di calcolo

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Guido Furlanetto Ord. Ingg. Milano N.10984 RESPONSABILE UFFICIO STR	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Alessandro Alfì Ord. Ingg. Milano N. 20015 COORDINATORE GENERALE APS	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURE
---	--	---

RIFERIMENTO ELABORATO										DATA:		REVISIONE							
—	DIRETTORIO						FILE				FEBBRAIO 2011	n.	data						
	codice		commessa		N.Prog.		unita'		n. progressivo										
—	1	2	1	2	1	6	0	2	S	T	R	3	0	1	—	—	SCALA: —		

 ingegneria europea		ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	
CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA'	Ing. Guido Furlanetto O.I. Milano N.10984

RESPONSABILE DI COMMESSA Arch. Mario Canato Ord. Arch.. Venezia N. 1294 COORDINATORE OPERATIVO DI PROGETTO	VISTO DEL COMMITTENTE 	VISTO DEL CONCEDENTE 
---	---	--

1. PREMESSA.....	4
1.1. SOTTOVIA SCATOLARI.....	4
1.2. MURI DI RISVOLTO	7
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	9
3. MATERIALI.....	10
4. GEOTECNICA	11
5. SOTTOVIA 3.00X3.50.....	12
5.1. ANALISI DEI CARICHI	12
5.1.1. Carichi permanenti	12
5.1.2. Carichi variabili da traffico.....	14
5.1.3. Forza di frenamento.....	17
5.1.4. Azioni sismiche.....	17
5.2. DATI DI INPUT.....	19
5.3. CARICHI APPLICATI E SOLLECITAZIONI.....	19
5.3.1. Condizioni di carico.....	19
5.4. COMBINAZIONE DELLE AZIONI	20
5.4.1. Involuppo sollecitazioni	28
5.5. VERIFICHE	29
5.6. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	31
5.7. VERIFICHE FESSURAZIONE	36
5.8. VERIFICHE DEL TERRENO	43
5.8.1. Calcolo della capacità portante della fondazione.....	43
5.8.2. Sollecitazione sul terreno.....	45
6. SOTTOVIA 3.00X4.00.....	46
6.1. ANALISI DEI CARICHI	46
6.1.1. Carichi permanenti	46
6.1.2. Carichi variabili da traffico.....	48
6.1.3. Forza di frenamento.....	51
6.1.4. Azioni sismiche.....	51
6.2. DATI DI INPUT.....	53
6.3. CARICHI APPLICATI E SOLLECITAZIONI.....	53
6.3.1. Condizioni di carico.....	53
6.4. COMBINAZIONE DELLE AZIONI	54
6.4.1. Involuppo sollecitazioni	62
6.5. VERIFICHE	63
6.6. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	65
6.7. VERIFICHE FESSURAZIONE	70
6.8. VERIFICHE DEL TERRENO	77
6.8.1. Calcolo della capacità portante della fondazione.....	77
6.8.2. Sollecitazione sul terreno.....	79
7. SOTTOVIA 4.00X3.50.....	80
7.1. ANALISI DEI CARICHI	80
7.1.1. Carichi permanenti	80
7.1.2. Carichi variabili da traffico.....	82
7.1.3. Forza di frenamento.....	85

7.1.4.	Azioni sismiche.....	85
7.2.	DATI DI INPUT.....	87
7.3.	CARICHI APPLICATI E SOLLECITAZIONI.....	87
7.3.1.	Condizioni di carico.....	87
7.4.	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	88
7.4.1.	Inviluppo sollecitazioni.....	95
7.5.	VERIFICHE.....	96
7.6.	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI.....	98
7.7.	VERIFICHE FESSURAZIONE.....	103
7.8.	VERIFICHE DEL TERRENO.....	110
7.8.1.	Calcolo della capacità portante della fondazione.....	110
7.8.2.	Sollecitazione sul terreno.....	112
8.	SOTTOVIA 5.00X4.50.....	113
8.1.	ANALISI DEI CARICHI.....	113
8.1.1.	Carichi permanenti.....	113
8.1.2.	Carichi variabili da traffico.....	115
8.1.3.	Forza di frenamento.....	117
8.1.4.	Azioni sismiche.....	117
8.2.	DATI DI INPUT.....	119
8.3.	CARICHI APPLICATI E SOLLECITAZIONI.....	119
8.3.1.	Condizioni di carico.....	119
8.4.	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	121
8.4.1.	Inviluppo sollecitazioni.....	130
8.5.	VERIFICHE.....	131
8.6.	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI.....	133
8.7.	VERIFICHE FESSURAZIONE.....	138
8.8.	VERIFICHE DEL TERRENO.....	149
8.8.1.	Calcolo della capacità portante della fondazione.....	149
8.8.2.	Sollecitazione sul terreno.....	151
9.	SOTTOVIA 6.00X5.00.....	152
9.1.	ANALISI DEI CARICHI.....	152
9.1.1.	Carichi permanenti.....	152
9.1.2.	Carichi variabili da traffico.....	154
9.1.3.	Forza di frenamento.....	156
9.1.4.	Azioni sismiche.....	156
9.2.	DATI DI INPUT.....	158
9.3.	CARICHI APPLICATI E SOLLECITAZIONI.....	158
9.3.1.	Condizioni di carico.....	158
9.4.	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	160
9.4.1.	Inviluppo sollecitazioni.....	169
9.5.	VERIFICHE.....	170
9.6.	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI.....	172
9.7.	VERIFICHE FESSURAZIONE.....	177
9.8.	VERIFICHE DEL TERRENO.....	188
9.8.1.	Calcolo della capacità portante della fondazione.....	188
9.8.2.	Sollecitazione sul terreno.....	190
10.	MURI DI RISVOLTO TIPO 1.....	191

10.1.	ANALISI DEI CARICHI	191
10.1.1.	Carichi permanenti	191
10.1.2.	Sovraccarichi accidentali	192
10.1.3.	Azione sismica.....	192
10.2.	GEOMETRIA MURO E FONDAZIONE	192
10.3.	MATERIALI UTILIZZATI PER LA STRUTTURA	192
10.4.	CARATTERISTICHE TERRENI	193
10.5.	CARICHI APPLICATI, COMBINAZIONI E SOLLECITAZIONI	194
10.5.1.	Condizioni di carico.....	194
10.5.2.	Combinazioni delle azioni.....	194
10.5.3.	Impostazioni analisi	198
10.5.4.	Analisi delle spinte	200
10.5.5.	Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati.....	220
10.5.6.	Sollecitazioni sulla struttura	221
10.6.	VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI	222
11.	MURI DI RISVOLTO TIPO 2	232
11.1.	ANALISI DEI CARICHI	232
11.1.1.	Carichi permanenti	232
11.1.2.	Sovraccarichi accidentali	233
11.1.3.	Azione sismica.....	233
11.2.	GEOMETRIA MURO E FONDAZIONE	233
11.3.	MATERIALI UTILIZZATI PER LA STRUTTURA	233
11.4.	CARATTERISTICHE TERRENI	234
11.5.	CARICHI APPLICATI, COMBINAZIONI E SOLLECITAZIONI	235
11.5.1.	Condizioni di carico.....	235
11.5.2.	Combinazioni delle azioni.....	235
11.5.3.	Impostazioni analisi	239
11.5.4.	Analisi delle spinte	240
11.5.5.	Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati.....	261
11.5.6.	Sollecitazioni sulla struttura	262
11.6.	VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI	263
12.	MURI DI RISVOLTO TIPO 3	271
12.1.	ANALISI DEI CARICHI	273
12.1.1.	Carichi permanenti	273
12.1.2.	Sovraccarichi accidentali	274
12.1.3.	Azione sismica.....	274
12.2.	GEOMETRIA MURO E FONDAZIONE	274
12.3.	MATERIALI UTILIZZATI PER LA STRUTTURA	274
12.4.	CARATTERISTICHE TERRENI	275
12.5.	CARICHI APPLICATI, COMBINAZIONI E SOLLECITAZIONI	276
12.5.1.	Condizioni di carico.....	276
12.5.2.	Combinazioni delle azioni.....	276
12.5.3.	Impostazioni analisi	280
12.5.4.	Analisi delle spinte	281
12.5.5.	Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati.....	299
12.5.6.	Sollecitazioni sulla struttura	300
12.6.	VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI	301

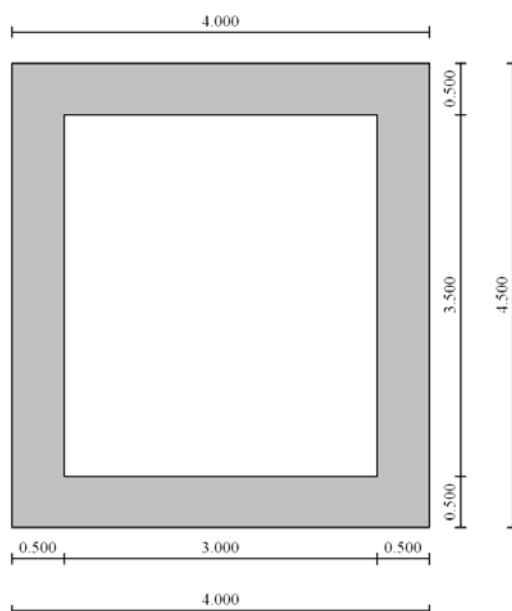
1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo comprende l'analisi e le successive verifiche strutturali dei sottovia scatolari, nuovi e prolungamenti, facenti parte delle opere minori relative ai lavori di adeguamento del Lotto 6B, tratto Pescia Romana – Tarquinia, dell'autostrada A12 Rosignano-Civitavecchia.

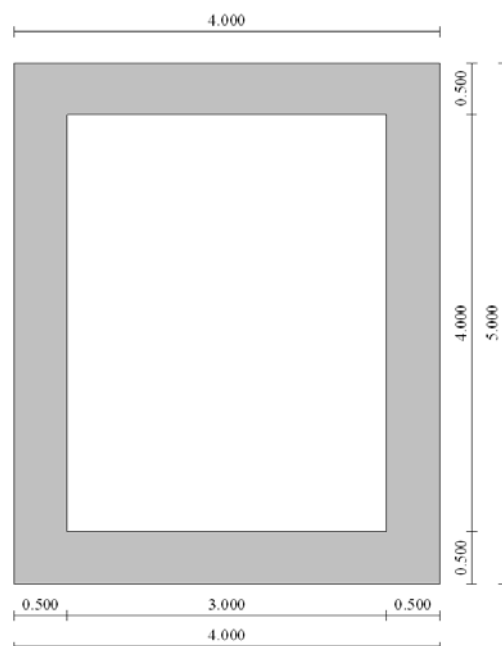
1.1. Sottovia scatolari

Si tratta di strutture scatolari in c.a. gettate in opera a singola canna, distinte nelle seguenti sezioni:

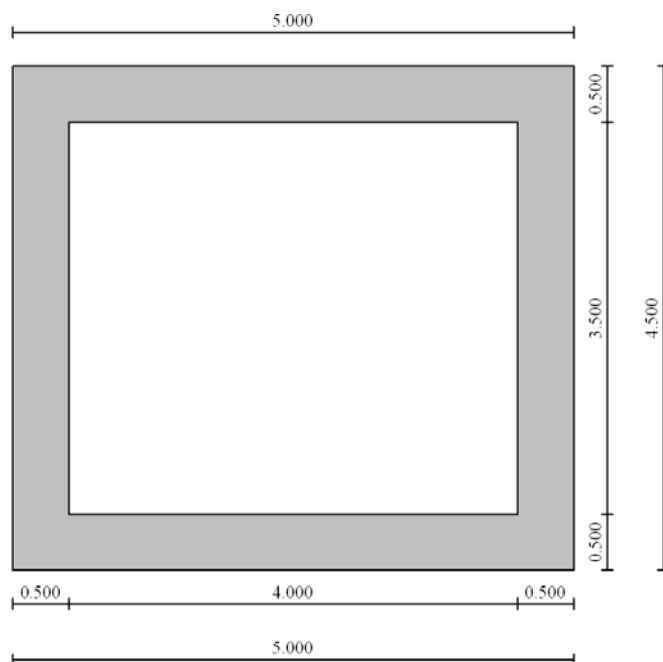
3.00 x 3.50:



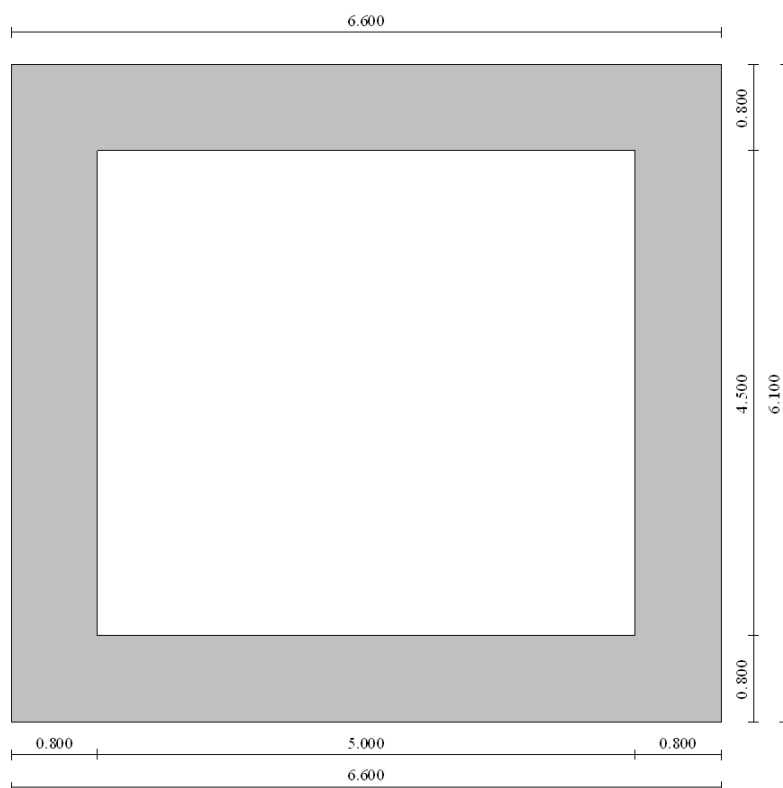
3.00 x 4.00:



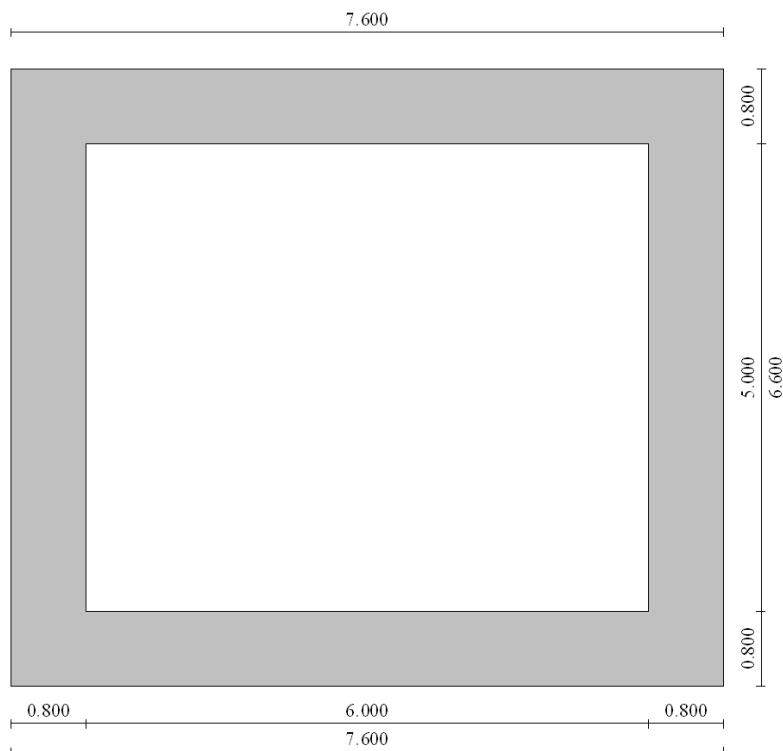
4.00 x 3.50:



5.00 x 4.50:



6.00 x 5.00:



L'elaborazione dei calcoli statici e le verifiche di stabilità, condotte secondo il metodo degli stati limite, è stata condotta con l'ausilio del programma di calcolo **"SCAT10"** prodotto da **Aztec informatica**, per maggiori dettagli si rimanda alla relativa tavola.

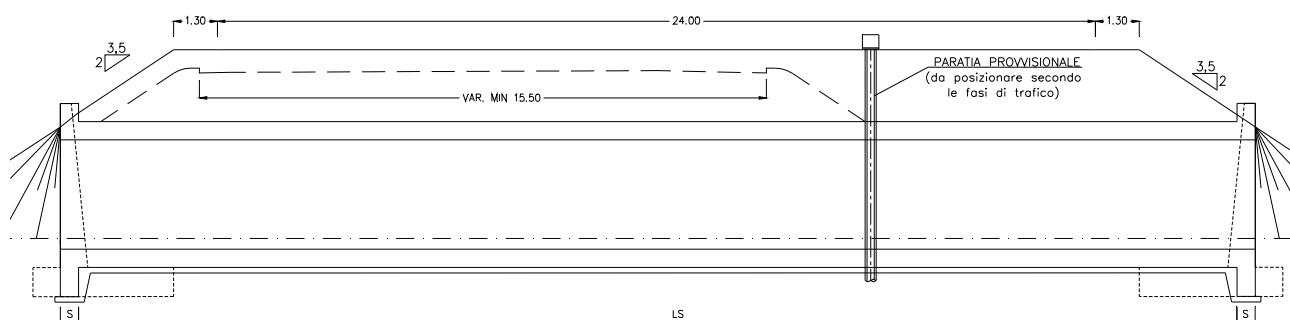


Figura 1: Sezione longitudinale sottovia nuovo

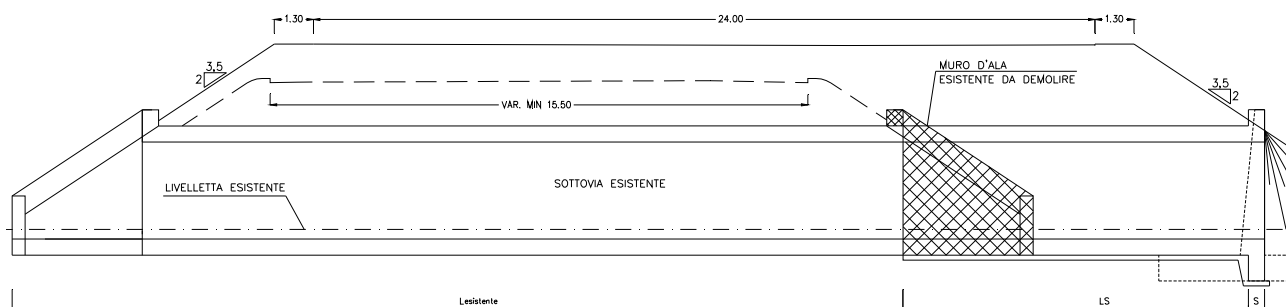


Figura 2: Sezione longitudinale prolungamento sottovia

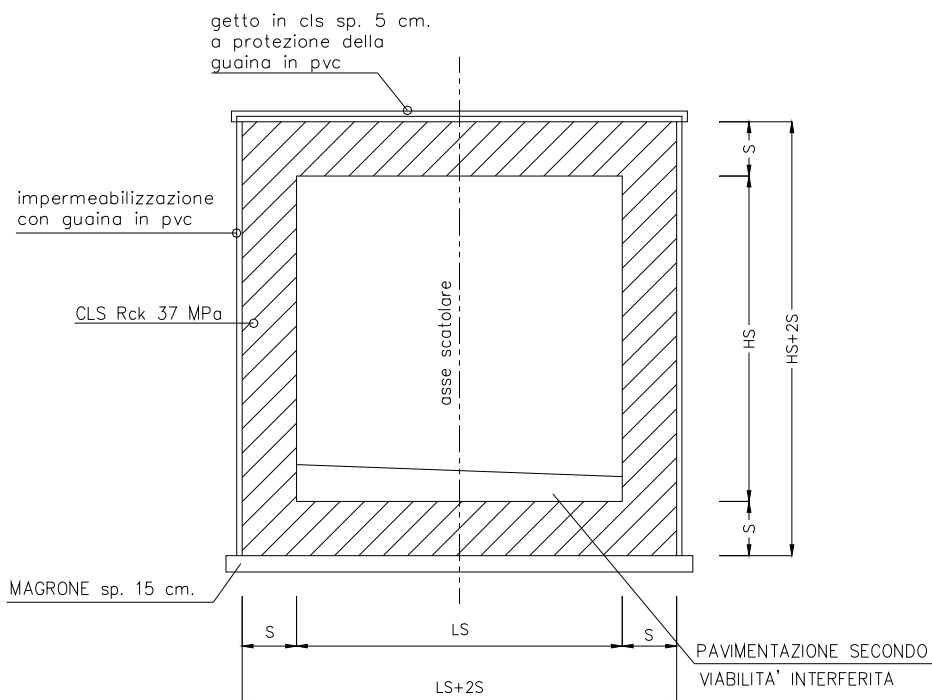


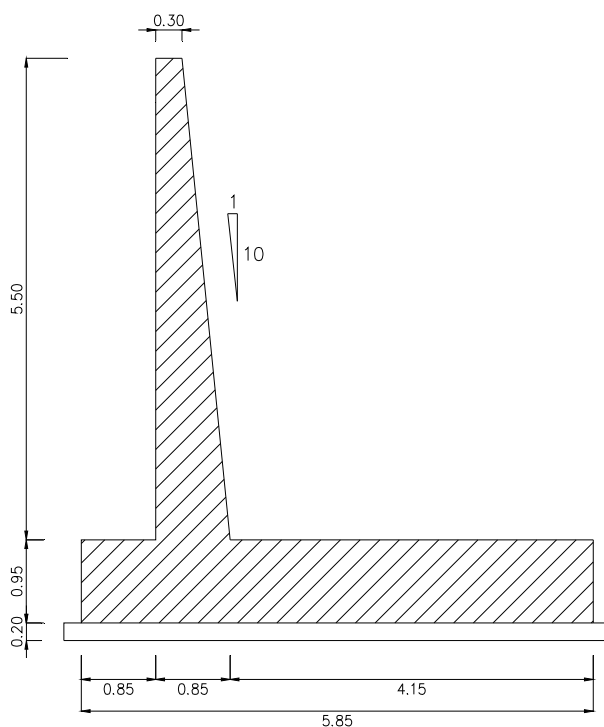
Figura 3: Sezione trasversale sottovia

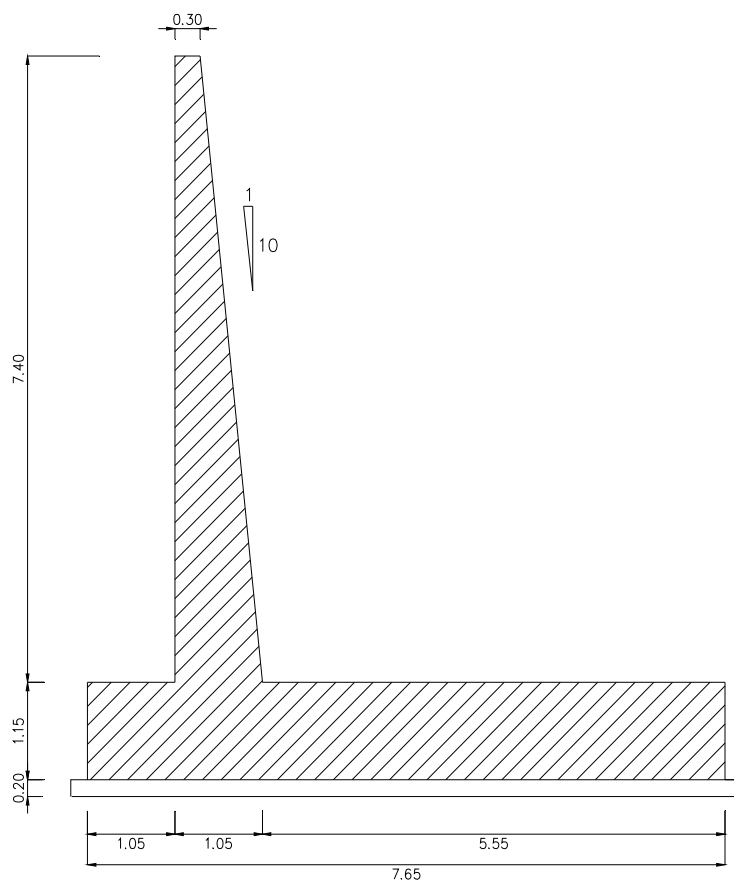
1.2. Muri di risvolto

Si tratta di strutture in c.a. gettate in opera, con altezza variabile da 5.00 a 7.40 metri, presenti in prossimità degli imbocchi dei sottovia scatolari.

Sono individuabili due tipologie:

Tipo 1:



Tipo 2:

Per l'elaborazione dei calcoli statici e per le verifiche di stabilità, condotte secondo il metodo degli stati limite, è stato impiegato il programma di calcolo "**MAX10**" prodotto da **Aztec informatica**, per maggiori dettagli si rimanda alla relativa tavola.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nell'esecuzione dei calcoli si fa riferimento alla legislazione vigente con particolare riferimento alle seguenti norme:

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- - Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- - D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- - D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- - D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- - D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- - D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- - Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- - Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- Norme Tecniche 2008 (D.M. 14/01/2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

3. MATERIALI

Per la realizzazione dei sottovia scatolari è previsto l'utilizzo dei materiali aventi le seguenti caratteristiche:

Calcestruzzo - Fondazioni

Classe del calcestruzzo (C28/35)	$R'_{ck} \geq 35.00$ [MPa]
Resistenza caratteristica f_{ck} calcestruzzo	= 29.05 [MPa]
Resistenza media a trazione semplice f_{cm}	= 37.05 [MPa]
Resistenza di calcolo a compressione f_{cd}	= 16.46 [MPa]
Modulo elastico E_c	= 32588 [MPa]
Classe di esposizione	XC2

Calcestruzzo - Elevazioni:

Classe del calcestruzzo (C28/35)	$R'_{ck} \geq 35.00$ [MPa]
Resistenza caratteristica f_{ck} calcestruzzo	= 29.05 [MPa]
Resistenza media a trazione semplice f_{cm}	= 37.05 [MPa]
Resistenza di calcolo a compressione f_{cd}	= 16.46 [MPa]
Modulo elastico E_c	= 32588 [MPa]
Classe di esposizione	XC4

Acciaio:

Acciaio per armatura ordinaria	B450C (ex Fe B44k)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	≥ 430 [MPa]
Resistenza di calcolo f_{yd}	= 374 [MPa]
Modulo elastico E_s	= 210000 [MPa]
Copriferro per fondazioni ed elevazioni	= 30.00 mm

N.B. Materiali conformi alle norme: UNI EN 206-1: 2006
UNI EN 11104: 2004
UNI EN ISO 15630: 2004

4. GEOTECNICA

Il terreno in situ che interessa l'opera presenta le seguenti caratteristiche:

3.00 x 3.50; 3.00 x 4.00; 5.00 x 4.50:

Tal₁	peso di volume naturale γ	= 20 kN/m ³
	angolo di attrito ϕ'	= 25°
	coesione drenata c'	= 15 kPa
	W per le molle di fondazione	= 10000 kN/m ² /m
	Falda al piano di imposta	

4.00 x 3.50; 6.00 x 5.00:

Tcm₁	peso di volume naturale γ	= 18 kN/m ³
	angolo di attrito ϕ'	= 32°
	coesione drenata c'	= 5 kPa
	W per le molle di fondazione	= 20000 kN/m ² /m

Essendo previsto, per i terreni di ricoprimento e di rinfranco, l'utilizzo del materiale da rilevato autostradale, sono state considerate le seguenti caratteristiche meccaniche:

RILEVATO	peso di volume naturale γ	= 19 kN/m ³
	angolo di attrito ϕ'	= 35°
	coesione drenata c'	= 0 kPa

La modellazione del terreno è stata condotta secondo lo schema alla Winkler mediante cioè un letto di molle; nello specifico le molle di fondazione presentano una rigidità rappresentata dalle costanti sopra riportate, mentre quelle laterali hanno una rigidità pari a :

W₁ per molle laterali = 1000 kN/m²/m (a vantaggio di sicurezza)

Per lo schema statico della modellazione si è considerato un metro dello scatolare con le dimensioni delle sezioni riportate in precedenza.

5. SOTTOVIA 3.00x3.50

5.1. *Analisi dei carichi*

5.1.1. Carichi permanenti

Peso Proprio Elementi Strutturali:

I pesi degli elementi strutturali sono dedotte automaticamente dal programma in base al peso specifico del materiale calcestruzzo.

Carichi Permanenti agenti sulla soletta superiore:

Peso Specifico del Terreno $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$;

Angolo attrito interno Terreno $\phi = 35^\circ$

Spessore ricoprimento $h = 2.00 \text{ m}$

Peso Pacchetto Stradale $= 5.00 \text{ kN/ml}$

Carichi Permanenti agenti in fondazione :

Peso Pacchetto Stradale + letto di fondazione $= 13.00 \text{ kN/ml}$

Spinte Lateral Carichi Permanenti (spinta simmetrica, spinta asimmetrica, spinta idraulica):

Le spinte nel terreno sono valutate nelle diverse condizioni:

K_0 = coefficiente di spinta a riposo

K_s = coefficiente di spinta in condizioni sismiche

I valori dei coefficienti sono riportati nei paragrafi successivi.

La spinta 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 $P = \gamma H$.

Per i sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, presenti al piano campagna si considera una diffusione nel terreno secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 30° .

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

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

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

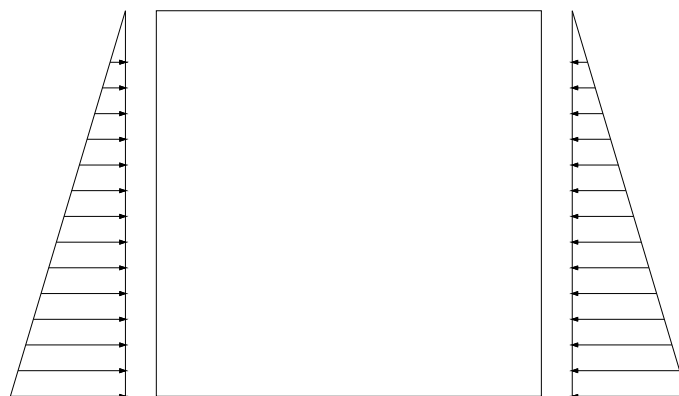
dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfilanco.

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

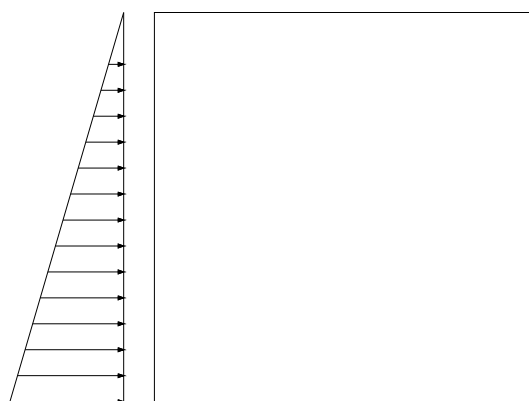
$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

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

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



Spinta simmetrica



Spinta asimmetrica

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

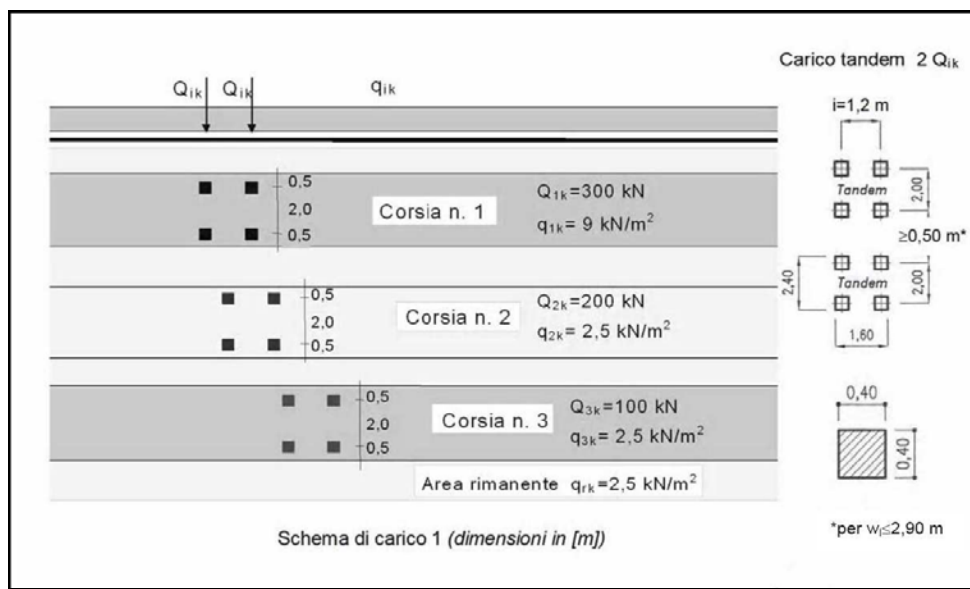
$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

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.

5.1.2. Carichi variabili da traffico

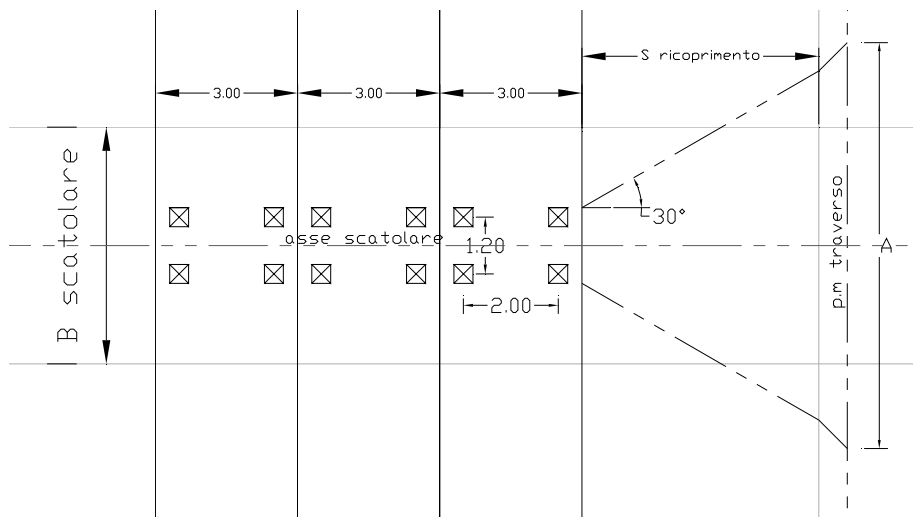
- CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO SULLA SOLETTA

Secondo quanto riportato nelle Norme Tecniche 2008 (D.M. 14/01/2008) si considerano i carichi mobili da traffico $q_{1,k}$ (mezzo convenzionale a due assi disposti come indicato nello schema in figura)

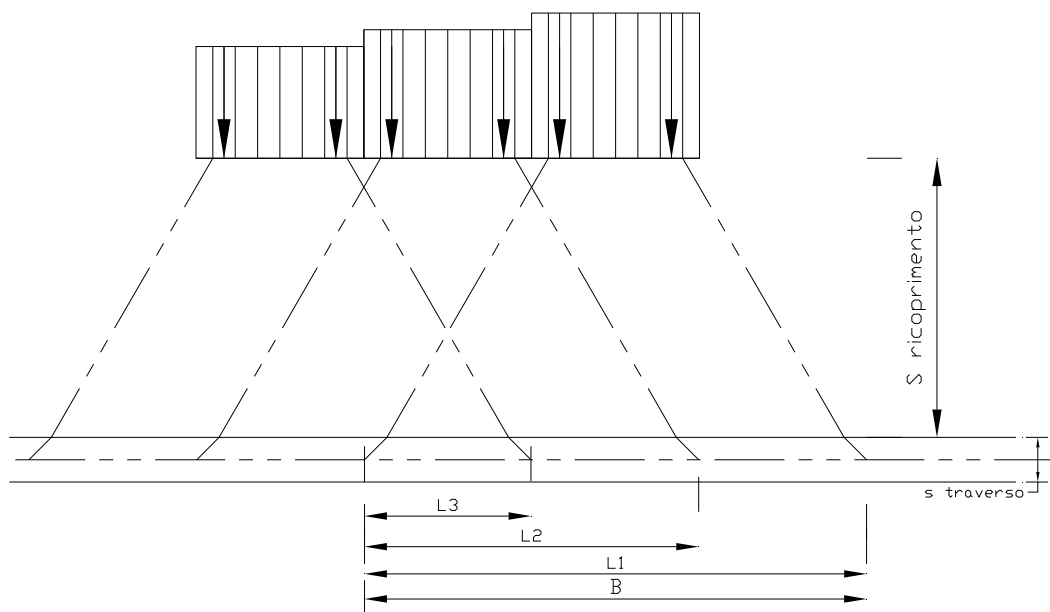


Altezza Soletta superiore	0.50 m
Altezza ricoprimento	2.00 m
Larghezza di una corsia convenzionale	3.00 m

Si considerano le corsie convenzionali di carico sopra descritte.



Diffusione Carichi Concentrati in direzione trasversale



Diffusione Carichi Concentrati in direzione longitudinale

$$A = 1.2 + 0.4 + 2 (s/2 \times \tan 45^\circ + h \times \tan 30^\circ) = 4.41 \text{ m}$$

$$B = 2.0 + 0.4 + 2 (s/2 \times \tan 45^\circ + h \times \tan 30^\circ) = 5.21 \text{ m}$$

Dalla diffusione dei carichi tandem si ottiene per ogni corsia il relativo carico e l'eventuale sovrapposizione delle aree di influenza relative ad ogni asse.

Nel seguito si riporta l'intensità del carico e l'estensione della sovrapposizione; il carico totale è

dato da:
$$Q^* = \frac{2 \cdot Q_1}{A \cdot B} + \frac{2 \cdot Q_2}{A \cdot B} \cdot \frac{L_2}{L_1} + \frac{2 \cdot Q_3}{A \cdot B} \cdot \frac{L_3}{L_1}$$

I diversi contributi vengono sommati se l'estensione della sovrapposizione è di segno positivo.

CARICHI MOBILI SULLA SOLETTA					
Schemma di carico 1	corsia 1	Qi [kN]	300	qi [kN/m ²]	9
	corsia 2	200		2.5	
	corsia 3	100		2.5	
Larghezza corsia convenzionale	w [m] =		3		
Spessore terreno ricoprimento	hr [m] =		2		
Spessore soletta scatolare	s [m] =		0.5		
	s/2 [m] =		0.25		
Angolo di diffusione carico terreno	α [°] =		30	0.5236	radianti
Angolo di diffusione carico soletta	β [°] =		45	0.7854	radianti
Larghezza trasversale	A [m] =		5.21		
Larghezza longitudinale	B [m] =		4.41		
		Area [m ²]	Li [m]	Q* [kN/m ²]	
Lunghezza di sovrapposizione	corsia 1	22.97	5.21	33.51	
	corsia 2	22.97	2.21		
	corsia 3	22.97	-0.79		

Si considera inoltre il carico $q_{1k} = 27 \text{ KN/m}$ relativo alla corsia di carico numero 1 applicato direttamente al piano campagna.

- **CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO IN FONDAZIONE**

In fondazione si considera un numero intero di corsie convenzionali di carico compatibili con la larghezza dell'opera.

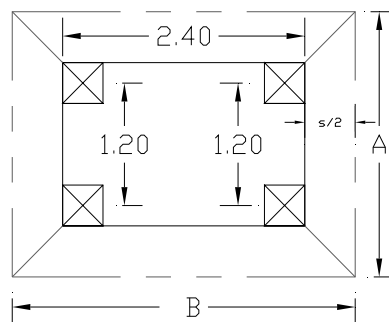
I due assi dei carichi concentrati $q_{i,a}$ si assumono posti al di sopra della pavimentazione stradale e la loro diffusione si considera avvenire secondo un angolo di 30° nel letto di fondazione e di 45° nello spessore medio della fondazione.

$$B = 3.00 \text{ m}$$

$$w_{\text{corsia}} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Spessore fondazione } s = 0.50 \text{ m}$$

$$\text{Spessore letto di fondazione } h = 0.50 \text{ m}$$



Si ottiene:

$$A = 1.2 + 0.4 + 2 (s/2 \times \text{tg}45 + h \times \text{tg}30) = 2.68 \text{ m}$$

$$B = 2.0 + 0.4 + 2 (s/2 \times \text{tg}45 + h \times \text{tg}30) = 3.48 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q_i}{A * B} + q_i \text{ kN/m}^2 \text{ relativamente alla } i\text{-esima corsia di carico.}$$

Considerando una sola corsia, si ha :

CARICHI MOBILI SULLA FONDAZIONE					
Schemma di carico 1		Qi [kN]	qi [kN/m ²]		
	corsia 1	300	9		
	corsia 2	200	2.5		
	corsia 3	100	2.5		
Larghezza corsia convenzionale	w [m] =	3			
Spessore terreno ricoprimento	hr [m] =	0.5			
Spessore soletta scatolare	s [m] =	0.5			
	s/2 [m] =	0.25			
Angolo di diffusione carico terreno	α [°] =	30	0.5236	radianti	
Angolo di diffusione carico soletta	β [°] =	45	0.7854	radianti	
Larghezza trasversale	B [m] =	3.48			
Larghezza longitudinale	A [m]=	2.68			
		Area [m ²]	Li [m]	Q* [kN/m ²]	
Lunghezza di sovrapposizione	corsia 1	9.31	3.48	73.45	
	corsia 2	9.31	0.48	-	
	corsia 3	9.31	-2.52	-	

ricapitolando:

$$Q_1 = 73.45 \text{ kN/m}^2$$

Ai fini del dimensionamento, in via cautelativa, verrà trascurata la presenza del carico mobile sulla soletta inferiore.

5.1.3. Forza di frenamento

Considerando che la fascia di soletta di calcolo ha la larghezza di 1.00m e che in pianta le forze concentrate hanno distanza, lungo lo stesso asse, di 2.00m, è stata determinata la forza di frenamento in funzione di un solo asse del carico verticale agente sulla corsia convenzionale n.1:

$$q_3 = 0.6 (Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L$$

per $L=4.00\text{m}$, **Fa = 180 kN**

5.1.4. Azioni sismiche

Le azioni sismiche vengono valutate in base alle accelerazioni massime attese in superficie.

Si fanno le seguenti assunzioni:

Comune di Tarquinia

Vita nominale opera 50 anni

Classe d'uso opera IV

Categoria sottosuolo D

Categoria topografica T1

Comune di Tarquinia	Latitudine	Lat.	11.7562	°
	Longitudine	Lon.	42.249	°
Vita nominale opera			50	anni
Classe d'uso			IV	
Coefficiente d'uso			2	
Periodo di riferimento			100	anni
PARAMETRI SPETTRI DI RISPOSTA	SLO	P _{VR}	81	%
	SLD		63	
	SLV		10	
	SLC		5	
	SLO	T _R	60	anni
	SLD		101	
	SLV		949	
	SLC		1950	
	SLO	ag/g	0.040	
	SLD		0.048	
	SLV		0.095	
	SLC		0.114	
	SLO	F ₀	2.594	
	SLD		2.586	
	SLV		2.699	
	SLC		2.750	
	SLO	T* _C	0.252	sec
	SLD		0.269	
	SLV		0.309	
	SLC		0.318	

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno, valutato con la formula di **Wood**, può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2$$

$$\alpha = a_g/g * S_s * \beta_m * S_t$$

H è l'altezza sulla quale agisce la spinta; il punto di applicazione va preso a metà altezza.

Oltre a questo incremento di spinta bisogna tenere conto delle forze orizzontali d'inerzia F_i delle masse strutturali, includendo in esse anche la massa del terreno stabilizzante a tergo del paramento:

$$F_i = k \cdot W$$

dove:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

con

$$a_{max} = \text{accelerazione orizzontale massima attesa al sito} = S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g$$

g = accelerazione di gravità.

Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

5.2. Dati di input

Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	4.50	[m]
Larghezza esterna	4.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.50	[m]
Spessore piedritto destro	0.50	[m]
Spessore fondazione	0.50	[m]
Spessore traverso	0.50	[m]
Quota falda (rispetto al piano di posa)	0.00	[m]

5.3. Carichi applicati e sollecitazioni

5.3.1. 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 (Pacchetto stradale)

Distr	Terreno	$X_i = -5.00$	$X_f = 9.00$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{nf} = 5.00$		
Distr	Fondaz.	$X_i = 0.50$	$X_f = 3.50$	$V_{ni} = 13.00$	$V_{nf} = 13.00$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$

Condizione di carico n° 8 (Carico mobile superiore Mmax)

Distr	Terreno	$X_i = -5.00$	$X_f = 9.00$	$V_{ni} = 27.00$	$V_{nf} = 27.00$		
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_f = 4.00$	$V_{ni} = 33.51$	$V_{nf} = 33.51$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$

Condizione di carico n° 9 (Frenatura +)

Conc	Traverso	$X = 2.00$	$F_y = 0.00$	$F_x = 180.00$	$M = 0.00$
------	----------	------------	--------------	----------------	------------

Condizione di carico n° 10 (Frenatura -)

Conc	Traverso	$X = 2.00$	$F_y = 0.00$	$F_x = -180.00$	$M = 0.00$
------	----------	------------	--------------	-----------------	------------

5.4. Combinazione delle azioni

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Simbologia adottata

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

Norme Tecniche 2008

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 statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		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 sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		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_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		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

Coeff. di combinazione $\Psi_0 = 0.75$ $\Psi_1 = 0.75$ $\Psi_2 = 0.00$

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	1.00	1.50
Frenatura +	1.50	0.75	1.12
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	1.00	1.50
Frenatura -	1.50	0.75	1.12
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	0.75	1.12
Frenatura +	1.50	1.00	1.50
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Frenatura -	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	0.75	1.12
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Le spinte in condizioni sismiche sono state analizzate, a favore di sicurezza, considerando la presenza del terreno dapprima solo sul lato sinistro e successivamente solo sul lato destro. Mentre le forze di inerzia, legate ai pesi strutturali, sono comunque applicate ai baricentri degli stessi.

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 16 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura +	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 17 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura -	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 18 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	1.00	1.00
Frenatura +	1.00	0.75	0.75
Frenatura -	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 19 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura +	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura -	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 20 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura -	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura +	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 21 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

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

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Le spinte nelle diverse combinazioni sono state valutate secondo quanto in seguito descritto :

Pressione in calotta
Spinta sui piedritti

Pressione geostatica
a Riposo [combinazione 1]
a Riposo [combinazione 2]
a Riposo [combinazione 3]
a Riposo [combinazione 4]
a Riposo [combinazione 5]
Attiva [combinazione 6]
Attiva [combinazione 7]
Attiva [combinazione 8]
Attiva [combinazione 9]
Attiva [combinazione 10]
Attiva [combinazione 11]
Attiva [combinazione 12]
Attiva [combinazione 13]
a Riposo [combinazione 14]
a Riposo [combinazione 15]
a Riposo [combinazione 16]
a Riposo [combinazione 17]
a Riposo [combinazione 18]
a Riposo [combinazione 19]
a Riposo [combinazione 20]
a Riposo [combinazione 21]
a Riposo [combinazione 22]

a Riposo [combinazione 23]
 a Riposo [combinazione 24]

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.93 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.80
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * Ss) = 3.08$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 1.54$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.47 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.80
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * Ss) = 1.56$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.78$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare

Spinta sismica Wood

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0513000
 Angolo diffusione sovraccarico 35.00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.426	0.000
2	0.426	0.000
3	0.426	0.000
4	0.426	0.000
5	0.426	0.000
6	0.244	0.306
7	0.244	0.306
8	0.244	0.306
9	0.244	0.306
10	0.244	0.306
11	0.244	0.306
12	0.244	0.306
13	0.244	0.306
14	0.426	0.000
15	0.426	0.000
16	0.426	0.000
17	0.426	0.000
18	0.426	0.000
19	0.426	0.000
20	0.426	0.000
21	0.426	0.458
22	0.426	0.458
23	0.426	0.458
24	0.426	0.458

5.4.1. Inviluppo sollecitazioni

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.25	-231.50	-38.59	-391.98	-103.02	51.74	189.49
1.16	-28.90	134.00	-206.27	-27.81	52.09	189.49
2.00	45.59	138.32	-101.81	121.31	52.42	189.49
2.84	-28.90	134.00	42.89	219.28	52.09	189.49
3.75	-231.50	-38.59	103.02	391.98	51.74	189.49

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.25	-272.67	25.78	53.02	341.25	27.61	311.00
1.06	-53.34	106.55	8.61	214.12	27.61	311.00
2.00	25.78	111.98	-85.27	85.27	27.61	311.00
2.94	-53.34	106.55	-214.12	-8.61	27.61	311.00
3.75	-272.67	25.78	-341.25	-53.02	27.61	311.00

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.25	-231.50	-38.59	46.69	198.77	103.02	408.75
2.25	-5.27	64.30	-51.73	57.01	78.02	375.00
4.25	-272.67	25.78	-285.75	-27.61	53.02	341.25

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.25	-231.50	-38.59	-198.77	-46.69	103.02	408.75
2.25	-5.27	64.30	-57.01	51.73	78.02	375.00
4.25	-272.67	25.78	27.61	285.75	53.02	341.25

5.5. Verifiche

Le verifiche degli elementi strutturali che compongono lo scatolare, sono state eseguite mediante il metodo degli Stati Limite.

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

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

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

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot (\operatorname{ctg}(\theta) + \operatorname{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \operatorname{ctg} \theta^{1/2})$$

con:

d altezza utile sezione [mm]

b_w larghezza minima sezione [mm]

σ_{cp} tensione media di compressione [N/mm²]

ρ_l rapporto geometrico di armatura

A_{sw} area armatura trasversale [mm²]

S interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]

α_c coefficiente maggiorativo, funzione di f_{cd} 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

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente moderatamente 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) $0.80 f_{yk}$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1=0.20$ $w_2=0.30$ $w_3=0.40$

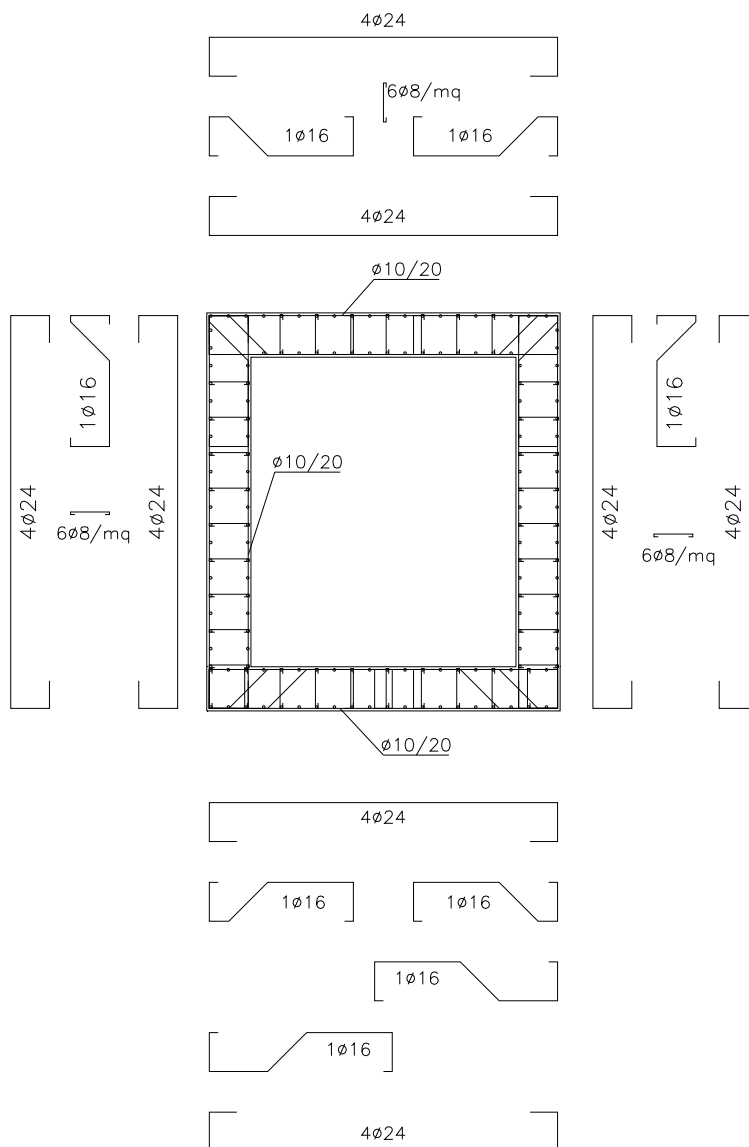
Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Copriferro sezioni 3.00 [cm]

5.6. Verifica elementi strutturali

Si riporta di seguito la distinta delle armature per l'opera in oggetto:



N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
A_{fi}	Area armatura inferiore, espresse in mq
A_{fs}	Area armatura superiore, espresse in mq
CS	Coeff. di sicurezza sezione
V_{Rd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espressa in kN
V_{Rcd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espressa in kN
V_{Rsd}	Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espressa in kN
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in mq

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.25	0.002212	0.001810	1.92
1.16	0.001810	0.002212	3.15
2.00	0.001810	0.002212	3.15
2.84	0.001810	0.002212	3.15
3.75	0.002212	0.001810	1.92

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.25	235.97	1895.47	1752.83	0.000201
1.16	226.87	0.00	0.00	0.000000
2.00	226.87	0.00	0.00	0.000000
2.84	226.87	0.00	0.00	0.000000
3.75	235.97	1895.47	1752.83	0.000201

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.25	0.001810	0.002011	1.62
1.06	0.002011	0.001810	3.01
2.00	0.001810	0.001810	2.72
2.94	0.002011	0.001810	3.01
3.75	0.001810	0.002011	1.62

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.25	247.26	1263.65	1769.19	0.000201
1.06	220.68	0.00	0.00	0.000000
2.00	220.68	0.00	0.00	0.000000
2.94	220.68	0.00	0.00	0.000000
3.75	247.26	1263.65	1769.19	0.000201

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.25	0.002011	0.001810	1.64
2.25	0.001810	0.001810	10.68
4.25	0.002011	0.001810	1.49

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.25	237.80	0.00	0.00	0.000000
2.25	233.04	0.00	0.00	0.000000
4.25	255.85	1658.54	1781.62	0.000201

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.25	0.002011	0.001810	1.64
2.25	0.001810	0.001810	10.68
4.25	0.002011	0.001810	1.49

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.25	237.80	0.00	0.00	0.000000
2.25	233.04	0.00	0.00	0.000000
4.25	255.85	1658.54	1781.62	0.000201

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
A_{fi}	Area armatura inferiore, espressa in mq
A_{fs}	Area armatura superiore, espressa in mq
σ_{fi}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espresse in kPa
σ_{fs}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in kPa
σ_c	Tensione nel calcestruzzo, espresse in kPa
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresse in kPa
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in mq

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.25	0.002212	0.001810	3414	103215	41350
1.16	0.001810	0.002212	1810	22677	42894
2.00	0.001810	0.002212	3079	37392	91504
2.84	0.001810	0.002212	1810	22677	42894
3.75	0.002212	0.001810	3414	103215	41350

X	τ_c	A_{sw}
0.25	-593	0.000201
1.16	-271	0.000000
2.00	152	0.000000
2.84	307	0.000000
3.75	593	0.000201

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.25	0.001810	0.002011	3952	48004	117344
1.06	0.002011	0.001810	1290	42001	15796
2.00	0.001810	0.001810	2690	94516	31739
2.94	0.002011	0.001810	1290	42001	15796
3.75	0.001810	0.002011	3952	48004	117344

X	τ_c	A_{sw}
0.25	485	0.000201
1.06	262	0.000000
2.00	107	0.000000
2.94	-262	0.000000
3.75	-485	0.000201

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.25	0.002011	0.001810	3557	42074	126579
2.25	0.001810	0.001810	1426	21274	18668
4.25	0.002011	0.001810	3980	47289	134784

Y	τ_c	A_{sw}
0.25	293	0.000000
2.25	72	0.000000
4.25	-375	0.000201

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.25	0.002011	0.001810	3557	42074	126579
2.25	0.001810	0.001810	1426	21274	18668
4.25	0.002011	0.001810	3980	47289	134784

Y	τ_c	A_{sw}
0.25	-293	0.000000
2.25	-72	0.000000
4.25	375	0.000201

5.7. 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° 14 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	69.14	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-26.65	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-55.42	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-26.65	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	69.14	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 14 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-47.20	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	12.48	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	36.51	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	12.48	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-47.20	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 14 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-69.14	0.00	0.20	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	14.25	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-47.20	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 14 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-69.14	0.00	0.20	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	14.25	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-47.20	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 15 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	94.18	0.04	0.30	122.34	0.018
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-50.78	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-94.35	0.04	0.30	122.34	0.018
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-50.78	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	94.18	0.04	0.30	122.34	0.018

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 15 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-72.40	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	33.15	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	75.64	0.00	0.30	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	33.15	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-72.40	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 15 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-94.18	0.00	0.30	149.47	0.001
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	3.63	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-72.40	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 15 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-94.18	0.00	0.30	149.47	0.001
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	3.63	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-72.40	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	119.37	0.07	0.30	122.34	0.034
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	23.92	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-45.59	0.00	0.30	0.00	0.000
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-57.51	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	38.59	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	16.70	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	41.74	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	25.78	0.00	0.30	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-38.22	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-132.55	0.09	0.30	133.56	0.040

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-119.37	0.11	0.30	149.47	0.043
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	21.09	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	16.70	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-38.59	0.00	0.30	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	44.71	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-132.55	0.12	0.30	149.47	0.048

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	38.59	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-57.51	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-45.59	0.00	0.30	0.00	0.000
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	23.92	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	119.37	0.07	0.30	122.34	0.034

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-132.55	0.09	0.30	133.56	0.040
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-38.22	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	25.78	0.00	0.30	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	41.74	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	16.70	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-38.59	0.00	0.30	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	44.71	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-132.55	0.12	0.30	149.47	0.048

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-119.37	0.11	0.30	149.47	0.043
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	21.09	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	16.70	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 18 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	102.53	0.05	100.00	122.34	0.023
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-58.82	0.00	100.00	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-107.32	0.06	100.00	122.34	0.027
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-58.82	0.00	100.00	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	102.53	0.05	100.00	122.34	0.023

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 18 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-80.80	0.03	100.00	133.56	0.013
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	40.04	0.00	100.00	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	88.68	0.06	100.00	149.47	0.022
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	40.04	0.00	100.00	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-80.80	0.03	100.00	133.56	0.013

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 18 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-102.53	0.01	100.00	149.47	0.005
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	0.10	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 18 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-102.53	0.01	100.00	149.47	0.005
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	0.10	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 19 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	110.90	0.06	100.00	122.34	0.029
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-33.99	0.00	100.00	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-91.13	0.03	100.00	122.34	0.014
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-61.10	0.00	100.00	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	83.98	0.02	100.00	122.34	0.009

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 19 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-51.05	0.00	100.00	0.00	0.000
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	42.94	0.00	100.00	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	72.10	0.00	100.00	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	16.28	0.00	100.00	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-100.82	0.06	100.00	133.56	0.025

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 19 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-110.90	0.05	100.00	149.47	0.020
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	5.84	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-51.05	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 19 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	13.73	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-100.82	0.04	100.00	149.47	0.014

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 20 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	83.98	0.02	100.00	122.34	0.009
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-61.10	0.00	100.00	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-91.13	0.03	100.00	122.34	0.014
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-33.99	0.00	100.00	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	110.90	0.06	100.00	122.34	0.029

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 20 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-100.82	0.06	100.00	133.56	0.025
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	16.28	0.00	100.00	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	72.10	0.00	100.00	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	42.94	0.00	100.00	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-51.05	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 20 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	13.73	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-100.82	0.04	100.00	149.47	0.014

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 20 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-110.90	0.05	100.00	149.47	0.020
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	5.84	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-51.05	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 21 - 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	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	71.71	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-24.58	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-53.81	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-25.26	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	70.83	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 21 - 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	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-48.92	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	10.76	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	34.70	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	10.51	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-49.39	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 21 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-71.71	0.00	0.20	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	17.78	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-48.92	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 21 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-70.83	0.00	0.20	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	17.53	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-49.39	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 22 - 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	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	71.35	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-24.19	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-53.20	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-24.87	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	70.46	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 22 - 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	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-48.88	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	10.58	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	34.44	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	10.33	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-49.36	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 22 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-71.35	0.00	0.20	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	17.98	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-48.88	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 22 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-70.46	0.00	0.20	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	17.73	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-49.36	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 23 - 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	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	70.83	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-25.26	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-53.81	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-24.58	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	71.71	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 23 - 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	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-49.39	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	10.51	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	34.70	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	10.76	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-48.92	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 23 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-70.83	0.00	0.20	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	17.53	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-49.39	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 23 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-71.71	0.00	0.20	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	17.78	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-48.92	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 24 - 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	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	70.46	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-24.87	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-53.20	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-24.19	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	71.35	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 24 - 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	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-49.36	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	10.33	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	34.44	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	10.58	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-48.88	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 24 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-70.46	0.00	0.20	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	17.73	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-49.36	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 24 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-71.35	0.00	0.20	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	17.98	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-48.88	0.00	0.20	0.00	0.000

5.8. Verifiche del terreno

Per la struttura scatolare in oggetto si considera una fondazione di larghezza pari a 4.00 m e lunghezza unitaria, l'approfondimento è di circa 1.00 m sotto il p.c.

Sulla base delle caratteristiche di terreno sopra descritte e delle dimensioni in pianta della fondazione, seguiranno i calcoli della capacità portante condotti secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3). Tale approccio prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nello specifico la combinazione in oggetto prevede i seguenti coefficienti:

A1 : coefficienti secondo Tab. 6.2.I

M1 : coefficienti secondo Tab. 6.2.II

R3 : $\gamma_R = 2.3$, secondo Tab. 6.4.I

5.8.1. Calcolo della capacità portante della fondazione

La capacità portante limite viene calcolata con la formula di MEYERHOF:

$$Q_{lim} = \sigma'_{vo} N_q s_q d_q i_q + c' N_c s_c d_c i_c + 0,5 \gamma'_c D' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

nella quale:

$N_q N_c N_\gamma$ = fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di attrito del terreno (ϕ')

$s_q s_c s_\gamma$ = fattori di forma, funzioni di ϕ' e di L'/B' dimensioni ridotte della fondazione

$d_q d_c d_\gamma$ = fattori di profondità, funzioni di ϕ' e di h_i / B' , dove h_i è l'approfondimento della fondazione ($h_i < B'$)

$i_q i_c i_\gamma$ = fattori di inclinazione della risultante dei carichi, funzioni di T/N , dove T ed N sono rispettivamente i carichi orizzontale e verticale, e di ϕ' e c' :

σ'_{vo} = pressione verticale efficace alla quota di imposta fondazione

c' = coesione del terreno di fondazione

γ = peso di volume naturale del terreno

γ' = peso di volume immerso del terreno

z_w = profondità falda sotto piano imposta fondazione

γ'_c = peso di volume di calcolo del terreno

D' = dimensione caratteristica della fondazione (B' o L')

Nei calcoli si fa riferimento all'area equivalente effettiva della fondazione, di dimensioni ridotte (Meyerhof, 1953):

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

B, L = dimensioni della fondazione

e_B, e_L = eccentricità del carico verticale N sui due lati della fondazione

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	2.00
Angolo di attrito interno	(φ)	°	25.00
Coesione	(c')	t/m ²	1.50
Kp			2.46391
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	1.90

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	4.00
Lunghezza fondazione	L	m	1.00
Eccentricità larghezza	e_x	m	0.000
Eccentricità lunghezza	e_y	m	0.000
Approfondimento	D	m	1.00
Inclinazione carico	i	°	0.00
Larghezza ridotta	B'	m	4.00
Lunghezza ridotta	L'	m	1.00

Coefficienti di fondazione		
Nq	10.6621	$e^{(\pi \cdot \tan \varphi) \cdot \tan^2 (45^\circ + \varphi/2)}$
N_γ	6.7655	$(Nq - 1) \tan (1,4 \varphi)$
Nc	20.7205	$(Nq - 1) \cotg (\varphi)$

Fattori di forma		
S_c	2.9711	$1 + 0,2 \cdot Kp (B/L)$
$S_q = S_\gamma$	1.9856	$1 + 0,1 \cdot Kp (B/L)$

Fattori di profondità		
d_c	1.0785	$1 + 0,2 Kp^{1/2} \cdot D/B$
$d_q = d_\gamma$	1.0392	$1 + 0,1 Kp^{1/2} \cdot D/B$

Fattori di inclinazione del carico		
$i_q = i_c$	1.0000	$(1 - i^\circ/90)^\zeta$
i_γ	1.0000	$(1 - i^\circ/\varphi)^\zeta$

Calcolo del carico limite

41.8021	$\gamma_r \cdot D \cdot Nq \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q$
55.8420	$0,5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$
99.5926	$c' \cdot Nc \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c$

q_d	t/m ²	197.2367	TOTALE
-------	------------------	----------	--------

5.8.2. Sollecitazione sul terreno

La tensione massima agente sul terreno di fondazione nelle diverse combinazioni riconducibili all'Approccio 2:

$$\sigma_{\text{tmax}} = 438 \text{ kPa} \quad (\text{combinazioni 4-5})$$

Nel rispetto della Normativa deve verificarsi che: $\sigma_{\text{tmax}} \leq q_d/\gamma_R = 1970 / 2.3 = 856 \text{ kPa}$

In definitiva:

$$438 \text{ kPa} < 856 \text{ kPa}$$

La verifiche risultano soddisfatte.

6. SOTTOVIA 3.00x4.00

6.1. *Analisi dei carichi*

6.1.1. Carichi permanenti

Peso Proprio Elementi Strutturali:

I pesi degli elementi strutturali sono dedotte automaticamente dal programma in base al peso specifico del materiale calcestruzzo.

Carichi Permanenti agenti sulla soletta superiore:

Peso Specifico del Terreno $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$;

Angolo attrito interno Terreno $\phi = 35^\circ$

Spessore ricoprimento $h = 2.30 \text{ m}$

Peso Pacchetto Stradale $= 5.00 \text{ kN/ml}$

Carichi Permanenti agenti in fondazione :

Peso Pacchetto Stradale + letto di fondazione $= 13.00 \text{ kN/ml}$

Spinte Lateral Carichi Permanenti (spinta simmetrica, spinta asimmetrica, spinta idraulica):

Le spinte nel terreno sono valutate nelle diverse condizioni:

K_0 = coefficiente di spinta a riposo

K_s = coefficiente di spinta in condizioni sismiche

I valori dei coefficienti sono riportati nei paragrafi successivi.

La spinta 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 $P = \gamma H$.

Per i sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, presenti al piano campagna si considera una diffusione nel terreno secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 30° .

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

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

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

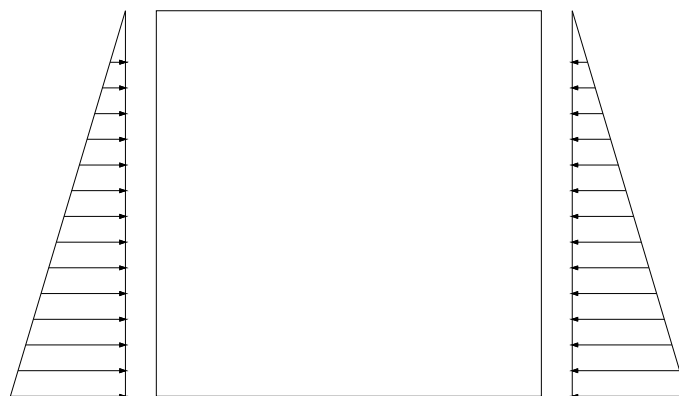
dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfilanco.

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

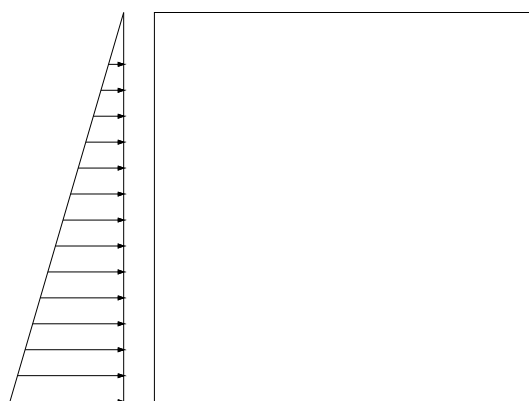
$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

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

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



Spinta simmetrica



Spinta asimmetrica

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

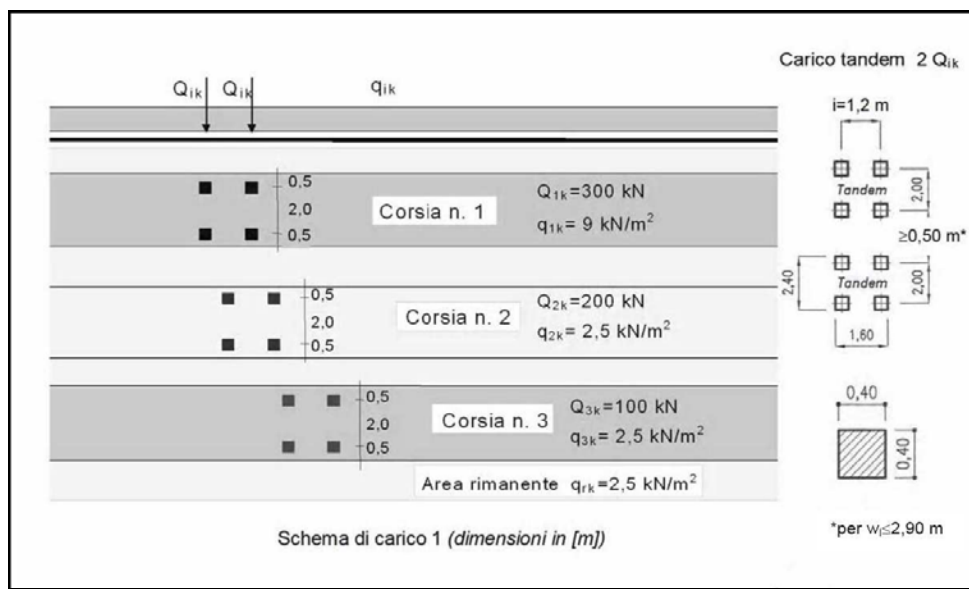
$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

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.

6.1.2. Carichi variabili da traffico

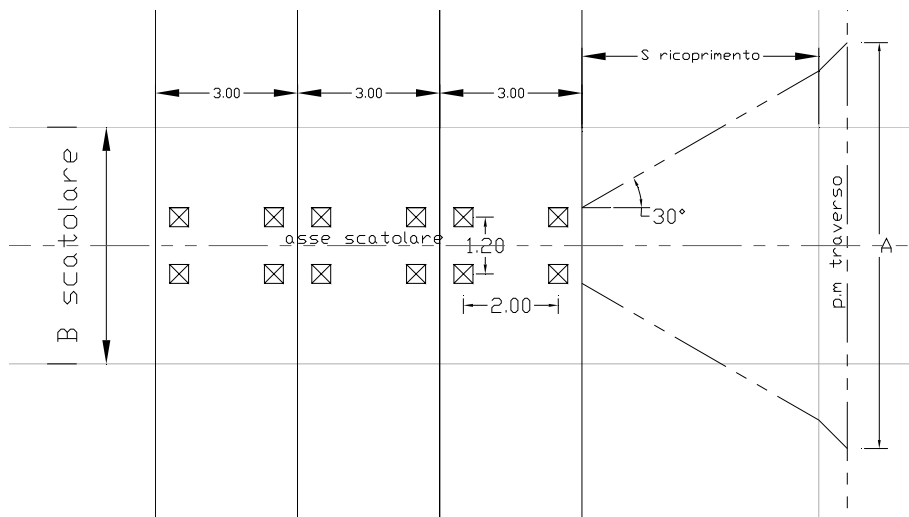
- CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO SULLA SOLETTA

Secondo quanto riportato nelle Norme Tecniche 2008 (D.M. 14/01/2008) si considerano i carichi mobili da traffico $q_{1,k}$ (mezzo convenzionale a due assi disposti come indicato nello schema in figura)

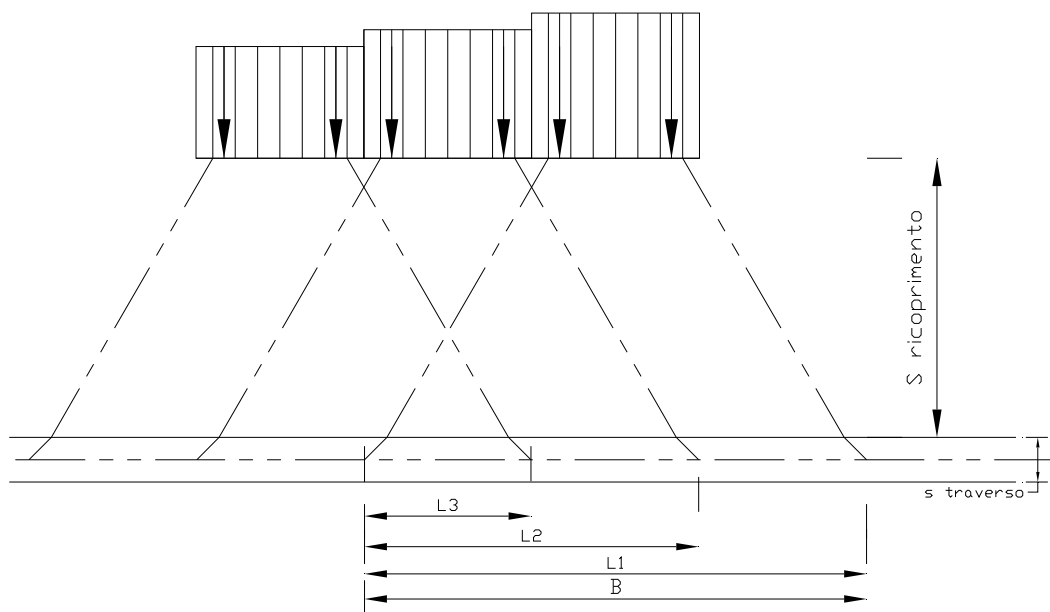


Altezza Soletta superiore	0.50 m
Altezza ricoprimento	2.30 m
Larghezza di una corsia convenzionale	3.00 m

Si considerano le corsie convenzionali di carico sopra descritte.



Diffusione Carichi Concentrati in direzione trasversale



Diffusione Carichi Concentrati in direzione longitudinale

$$A = 1.2 + 0.4 + 2 (s/2 \times \tan 45^\circ + h \times \tan 30^\circ) = 4.76 \text{ m}$$

$$B = 2.0 + 0.4 + 2 (s/2 \times \tan 45^\circ + h \times \tan 30^\circ) = 5.56 \text{ m}$$

Dalla diffusione dei carichi tandem si ottiene per ogni corsia il relativo carico e l'eventuale sovrapposizione delle aree di influenza relative ad ogni asse.

Nel seguito si riporta l'intensità del carico e l'estensione della sovrapposizione; il carico totale è

dato da:
$$Q^* = \frac{2 \cdot Q_1}{A \cdot B} + \frac{2 \cdot Q_2}{A \cdot B} \cdot \frac{L_2}{L_1} + \frac{2 \cdot Q_3}{A \cdot B} \cdot \frac{L_3}{L_1}$$

I diversi contributi vengono sommati se l'estensione della sovrapposizione è di segno positivo.

CARICHI MOBILI SULLA SOLETTA				
Schemma di carico 1		Qi [kN]	qi [kN/m²]	
	corsia 1	300	9	
	corsia 2	200	2.5	
	corsia 3	100	2.5	
Larghezza corsia convenzionale	w [m] =	3		
Spessore terreno ricoprimento	hr [m] =	2.3		
Spessore soletta scatolare	s [m] =	0.5		
	s/2 [m] =	0.25		
Angolo di diffusione carico terreno	α [°] =	30	0.5236	radianti
Angolo di diffusione carico soletta	β [°] =	45	0.7854	radianti
Larghezza trasversale	A [m] =	5.56		
Larghezza longitudinale	B [m] =	4.76		
Lunghezza di sovrapposizione		Area [m²]	Li [m]	Q* [kN/m²]
	corsia 1	26.42	5.56	29.67
	corsia 2	26.42	2.56	
	corsia 3	26.42	-0.44	

Si considera inoltre il carico $q_{1k} = 27 \text{ KN/m}$ relativo alla corsia di carico numero 1 applicato direttamente al piano campagna.

- **CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO IN FONDAZIONE**

In fondazione si considera un numero intero di corsie convenzionali di carico compatibili con la larghezza dell'opera.

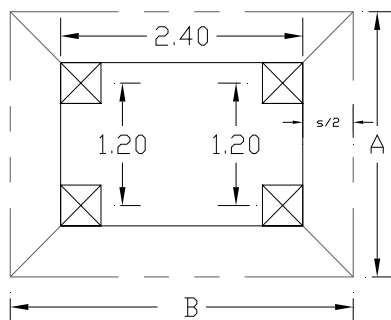
I due assi dei carichi concentrati $q_{i,a}$ si assumono posti al di sopra della pavimentazione stradale e la loro diffusione si considera avvenire secondo un angolo di 30° nel letto di fondazione e di 45° nello spessore medio della fondazione.

$$B = 3.00 \text{ m}$$

$$w_{\text{corsia}} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Spessore fondazione } s = 0.50 \text{ m}$$

$$\text{Spessore letto di fondazione } h = 0.50 \text{ m}$$



Si ottiene:

$$A = 1.2 + 0.4 + 2 (s/2 \times \text{tg}45 + h \times \text{tg}30) = 2.68 \text{ m}$$

$$B = 2.0 + 0.4 + 2 (s/2 \times \text{tg}45 + h \times \text{tg}30) = 3.48 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q_i}{A * B} + q_i \text{ kN/m}^2 \text{ relativamente alla } i\text{-esima corsia di carico.}$$

Considerando una sola corsia, si ha :

CARICHI MOBILI SULLA FONDAZIONE					
Schemma di carico 1		Qi [kN]	qi [kN/m ²]		
	corsia 1	300	9		
	corsia 2	200	2.5		
	corsia 3	100	2.5		
Larghezza corsia convenzionale	w [m] =	3			
Spessore terreno ricoprimento	hr [m] =	0.5			
Spessore soletta scatolare	s [m] =	0.5			
	s/2 [m] =	0.25			
Angolo di diffusione carico terreno	α [°] =	30	0.5236	radianti	
Angolo di diffusione carico soletta	β [°] =	45	0.7854	radianti	
Larghezza trasversale	B [m] =	3.48			
Larghezza longitudinale	A [m]=	2.68			
		Area [m ²]	Li [m]	Q* [kN/m ²]	
Lunghezza di sovrapposizione	corsia 1	9.31	3.48	73.45	
	corsia 2	9.31	0.48	-	
	corsia 3	9.31	-2.52	-	

ricapitolando:

$$Q_1 = 73.45 \text{ kN/m}^2$$

Ai fini del dimensionamento, in via cautelativa, verrà trascurata la presenza del carico mobile sulla soletta inferiore.

6.1.3. Forza di frenamento

Considerando che la fascia di soletta di calcolo ha la larghezza di 1.00m e che in pianta le forze concentrate hanno distanza, lungo lo stesso asse, di 2.00m, è stata determinata la forza di frenamento in funzione di un solo asse del carico verticale agente sulla corsia convenzionale n.1:

$$q_3 = 0.6 (Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L$$

per $L=4.00\text{m}$, **Fa = 180 kN**

6.1.4. Azioni sismiche

Le azioni sismiche vengono valutate in base alle accelerazioni massime attese in superficie.

Si fanno le seguenti assunzioni:

Comune di Tarquinia

Vita nominale opera 50 anni

Classe d'uso opera IV

Categoria sottosuolo C

Categoria topografica T1

Comune di Tarquinia	Latitudine	Lat.	11.7562	°
	Longitudine	Lon.	42.249	°
Vita nominale opera			50	anni
Classe d'uso			IV	
Coefficiente d'uso			2	
Periodo di riferimento			100	anni
PARAMETRI SPETTRI DI RISPOSTA	SLO	P_{VR}	81	%
	SLD		63	
	SLV		10	
	SLC		5	
	SLO	T_R	60	anni
	SLD		101	
	SLV		949	
	SLC		1950	
	SLO	ag/g	0.040	
	SLD		0.048	
	SLV		0.095	
	SLC		0.114	
	SLO	F_0	2.594	
	SLD		2.586	
	SLV		2.699	
	SLC		2.750	
	SLO	T^*_C	0.252	sec
	SLD		0.269	
	SLV		0.309	
	SLC		0.318	

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno, valutato con la formula di **Wood**, può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2$$

$$\alpha = a_g/g * S_s * \beta_m * S_t$$

H è l'altezza sulla quale agisce la spinta; il punto di applicazione va preso a metà altezza.

Oltre a questo incremento di spinta bisogna tenere conto delle forze orizzontali d'inerzia F_i delle masse strutturali, includendo in esse anche la massa del terreno stabilizzante a tergo del paramento:

$$F_i = k \cdot W$$

dove:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

con

$$a_{max} = \text{accelerazione orizzontale massima attesa al sito} = S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g$$

g = accelerazione di gravità.

Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

6.2. Dati di input

Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	5.00	[m]
Larghezza esterna	4.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.50	[m]
Spessore piedritto destro	0.50	[m]
Spessore fondazione	0.50	[m]
Spessore traverso	0.50	[m]
Quota falda (rispetto al piano di posa)	0.00	[m]

6.3. Carichi applicati e sollecitazioni

6.3.1. 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 (Pacchetto stradale)

Distr	Terreno	$X_i = -5.00$	$X_f = 9.00$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{nf} = 5.00$		
Distr	Fondaz.	$X_i = 0.50$	$X_f = 3.50$	$V_{ni} = 13.00$	$V_{nf} = 13.00$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$

Condizione di carico n° 8 (Carico mobile superiore Mmax)

Distr	Terreno	$X_i = -5.00$	$X_f = 9.00$	$V_{ni} = 27.00$	$V_{nf} = 27.00$		
Distr	Traverso	$X_i = 0.00$	$X_f = 4.00$	$V_{ni} = 29.67$	$V_{nf} = 29.67$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$

Condizione di carico n° 9 (Frenatura +)

Conc	Traverso	$X = 2.00$	$F_y = 0.00$	$F_x = 180.00$	$M = 0.00$
------	----------	------------	--------------	----------------	------------

Condizione di carico n° 10 (Frenatura -)

Conc	Traverso	$X = 2.00$	$F_y = 0.00$	$F_x = -180.00$	$M = 0.00$
------	----------	------------	--------------	-----------------	------------

6.4. Combinazione delle azioni

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Simbologia adottata

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

Norme Tecniche 2008

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 statiche

Coefficienti 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}	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30

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 sismiche

Coefficienti 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_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	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	1.25
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

Coeff. di combinazione $\Psi_0 = 0.75$ $\Psi_1 = 0.75$ $\Psi_2 = 0.00$

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	1.00	1.50
Frenatura +	1.50	0.75	1.12
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	1.00	1.50
Frenatura -	1.50	0.75	1.12
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	0.75	1.12
Frenatura +	1.50	1.00	1.50
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Frenatura -	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	0.75	1.12
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Le spinte in condizioni sismiche sono state analizzate, a favore di sicurezza, considerando la presenza del terreno dapprima solo sul lato sinistro e successivamente solo sul lato destro. Mentre le forze di inerzia, legate ai pesi strutturali, sono comunque applicate ai baricentri degli stessi.

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 16 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura +	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 17 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura -	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 18 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	1.00	1.00
Frenatura +	1.00	0.75	0.75
Frenatura -	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 19 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura +	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura -	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 20 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura -	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura +	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 21 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

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

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Le spinte nelle diverse combinazioni sono state valutate secondo quanto in seguito descritto :

Pressione in calotta
Spinta sui piedritti

Pressione geostatica
a Riposo [combinazione 1]
a Riposo [combinazione 2]
a Riposo [combinazione 3]
a Riposo [combinazione 4]
a Riposo [combinazione 5]
Attiva [combinazione 6]
Attiva [combinazione 7]
Attiva [combinazione 8]
Attiva [combinazione 9]
Attiva [combinazione 10]
Attiva [combinazione 11]
Attiva [combinazione 12]
Attiva [combinazione 13]
a Riposo [combinazione 14]
a Riposo [combinazione 15]
a Riposo [combinazione 16]
a Riposo [combinazione 17]
a Riposo [combinazione 18]
a Riposo [combinazione 19]
a Riposo [combinazione 20]
a Riposo [combinazione 21]
a Riposo [combinazione 22]

a Riposo [combinazione 23]
 a Riposo [combinazione 24]

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.93 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * Ss) = 2.56$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 1.28$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.47 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * Ss) = 1.30$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.65$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare

Spinta sismica Wood

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0589950
 Angolo diffusione sovraccarico 35.00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.426	0.000
2	0.426	0.000
3	0.426	0.000
4	0.426	0.000
5	0.426	0.000
6	0.244	0.296
7	0.244	0.296
8	0.244	0.296
9	0.244	0.296
10	0.244	0.296
11	0.244	0.296
12	0.244	0.296
13	0.244	0.296
14	0.426	0.000
15	0.426	0.000
16	0.426	0.000
17	0.426	0.000
18	0.426	0.000
19	0.426	0.000
20	0.426	0.000
21	0.426	0.452
22	0.426	0.452
23	0.426	0.452
24	0.426	0.452

6.4.1. Inviluppo sollecitazioni

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.25	-254.56	-56.24	-405.85	-116.21	62.59	219.76
1.16	-45.18	121.24	-213.22	-34.71	62.88	219.76
2.00	42.16	125.59	-104.21	124.41	63.15	219.76
2.84	-45.18	121.24	50.88	224.99	62.88	219.76
3.75	-254.56	-56.24	116.21	405.85	62.59	219.76

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.25	-302.74	15.59	59.96	347.21	45.81	339.19
1.06	-75.95	94.58	10.99	222.24	45.81	339.19
2.00	19.39	95.17	-90.95	90.95	45.81	339.19
2.94	-75.95	94.58	-222.24	-10.99	45.81	339.19
3.75	-302.74	15.59	-347.21	-59.96	45.81	339.19

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.25	-254.56	-56.24	56.63	226.15	116.21	423.15
2.50	2.70	101.20	-46.42	50.79	88.08	385.18
4.75	-302.74	15.59	-313.94	-42.59	59.96	347.21

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.25	-254.56	-56.24	-226.15	-56.63	116.21	423.15
2.50	2.70	101.20	-50.79	46.42	88.08	385.18
4.75	-302.74	15.59	42.59	313.94	59.96	347.21

6.5. Verifiche

Le verifiche degli elementi strutturali che compongono lo scatolare, sono state eseguite mediante il metodo degli Stati Limite.

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

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

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

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot (\operatorname{ctg}(\theta) + \operatorname{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \operatorname{ctg} \theta^{1/2})$$

con:

d altezza utile sezione [mm]

b_w larghezza minima sezione [mm]

σ_{cp} tensione media di compressione [N/mm²]

ρ_l rapporto geometrico di armatura

A_{sw} area armatura trasversale [mm²]

S interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]

α_c coefficiente maggiorativo, funzione di f_{cd} 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

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente moderatamente 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) $0.80 f_{yk}$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1=0.20$ $w_2=0.30$ $w_3=0.40$

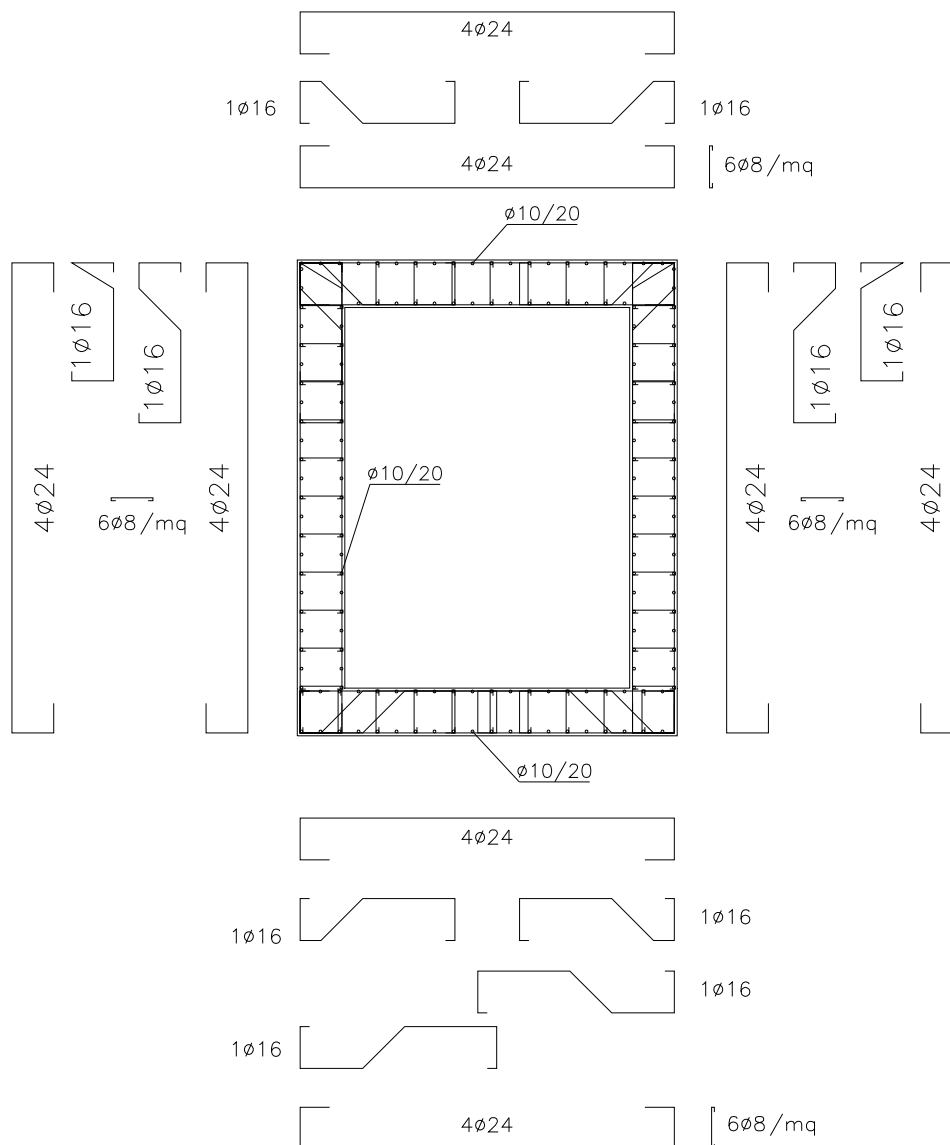
Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Copriferro sezioni 3.00 [cm]

6.6. Verifica elementi strutturali

Si riporta di seguito la distinta delle armature per l'opera in oggetto:



N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
A_{fi}	Area armatura inferiore, espresse in mq
A_{fs}	Area armatura superiore, espresse in mq
CS	Coeff. di sicurezza sezione
V_{Rd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espressa in kN
V_{Rcd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espressa in kN
V_{Rsd}	Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espressa in kN
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in mq

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.25	0.002212	0.001810	1.76
1.16	0.001810	0.002212	3.41
2.00	0.001810	0.002212	3.75
2.84	0.001810	0.002212	3.26
3.75	0.002212	0.001810	1.76

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.25	240.39	1895.47	1759.24	0.000201
1.16	231.05	0.00	0.00	0.000000
2.00	231.05	0.00	0.00	0.000000
2.84	231.05	0.00	0.00	0.000000
3.75	240.39	1895.47	1759.24	0.000201

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.25	0.001810	0.002011	1.45
1.06	0.002011	0.001810	3.08
2.00	0.001810	0.001810	3.35
2.94	0.002011	0.001810	3.08
3.75	0.001810	0.002011	1.45

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.25	251.18	1263.65	1774.86	0.000201
1.06	223.74	0.00	0.00	0.000000
2.00	223.74	0.00	0.00	0.000000
2.94	223.74	0.00	0.00	0.000000
3.75	251.18	1263.65	1774.86	0.000201

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.25	0.002011	0.001810	1.47
2.50	0.001810	0.001810	6.63
4.75	0.002011	0.002011	1.45

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.25	240.85	0.00	0.00	0.000000
2.50	235.49	0.00	0.00	0.000000
4.75	258.87	1614.66	1786.00	0.000201

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.25	0.002011	0.001810	1.47
2.50	0.001810	0.001810	6.63
4.75	0.002011	0.002011	1.45

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.25	240.85	0.00	0.00	0.000000
2.50	235.49	0.00	0.00	0.000000
4.75	258.87	1614.66	1786.00	0.000201

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
A_{fi}	Area armatura inferiore, espressa in mq
A_{fs}	Area armatura superiore, espressa in mq
σ_{fi}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espresse in kPa
σ_{fs}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in kPa
σ_c	Tensione nel calcestruzzo, espresse in kPa
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresse in kPa
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in mq

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.25	0.002212	0.001810	3923	117533	47590
1.16	0.001810	0.002212	1606	20575	30910
2.00	0.001810	0.002212	2926	35981	80021
2.84	0.001810	0.002212	1606	20575	30910
3.75	0.002212	0.001810	3923	117533	47590

X	τ_c	A_{sw}
0.25	-613	0.000201
1.16	-283	0.000000
2.00	156	0.000000
2.84	318	0.000000
3.75	613	0.000201

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.25	0.001810	0.002011	4540	55048	136354
1.06	0.002011	0.001810	1558	31030	23542
2.00	0.001810	0.001810	2448	78823	29342
2.94	0.002011	0.001810	1558	31030	23542
3.75	0.001810	0.002011	4540	55048	136354

X	τ_c	A_{sw}
0.25	490	0.000201
1.06	270	0.000000
2.00	-114	0.000000
2.94	-270	0.000000
3.75	-490	0.000201

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.25	0.002011	0.001810	4079	47974	145712
2.50	0.001810	0.001810	2065	41684	26336
4.75	0.002011	0.002011	4422	53013	142266

Y	τ_c	A_{sw}
0.25	343	0.000000
2.50	63	0.000000
4.75	-421	0.000201

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.25	0.002011	0.001810	4079	47974	145712
2.50	0.001810	0.001810	2065	41684	26336
4.75	0.002011	0.002011	4422	53013	142266

Y	τ_c	A_{sw}
0.25	-343	0.000000
2.50	-63	0.000000
4.75	421	0.000201

6.7. 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° 14 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	s_m	ε_{sm}
1	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	84.83	0.02	0.20	122.34	0.009
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-21.77	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-53.82	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-21.77	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	84.83	0.02	0.20	122.34	0.009

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 14 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	s_m	ε_{sm}
1	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-59.68	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	6.11	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	32.60	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	6.11	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-59.68	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 14 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	s_m	ε_{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-84.83	0.00	0.20	149.47	0.002
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	30.57	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-59.68	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 14 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	s_m	ε_{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-84.83	0.00	0.20	149.47	0.002
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	30.57	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-59.68	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 15 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	s_m	ε_{sm}
1	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	108.68	0.05	0.30	122.34	0.025
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-43.24	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-88.93	0.02	0.30	122.34	0.010
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-43.24	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	108.68	0.05	0.30	122.34	0.025

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 15 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-83.67	0.03	0.30	133.56	0.013
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	24.40	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	67.90	0.00	0.30	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	24.40	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-83.67	0.03	0.30	133.56	0.013

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 15 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-108.68	0.04	0.30	149.47	0.014
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	24.43	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 15 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-108.68	0.04	0.30	149.47	0.014
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	24.43	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	136.96	0.09	0.30	122.34	0.043
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	31.52	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-42.16	0.00	0.30	0.00	0.000
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-51.65	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	56.24	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	6.74	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	35.56	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	19.39	0.00	0.30	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-49.76	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-152.52	0.12	0.30	133.56	0.052

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-136.96	0.14	0.30	149.47	0.054
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	37.72	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	6.74	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-56.24	0.00	0.30	0.00	0.000
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	64.98	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-152.52	0.13	0.30	133.56	0.055

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	56.24	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-51.65	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-42.16	0.00	0.30	0.00	0.000
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	31.52	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	136.96	0.09	0.30	122.34	0.043

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-152.52	0.12	0.30	133.56	0.052
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-49.76	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	19.39	0.00	0.30	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	35.56	0.00	0.30	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	6.74	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-56.24	0.00	0.30	0.00	0.000
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	64.98	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-152.52	0.13	0.30	133.56	0.055

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-136.96	0.14	0.30	149.47	0.054
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	37.72	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	6.74	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 18 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	116.63	0.06	100.00	122.34	0.030
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-50.40	0.00	100.00	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-100.63	0.04	100.00	122.34	0.019
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-50.40	0.00	100.00	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	116.63	0.06	100.00	122.34	0.030

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 18 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-91.66	0.04	100.00	133.56	0.019
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	30.49	0.00	100.00	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	79.66	0.03	100.00	149.47	0.010
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	30.49	0.00	100.00	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-91.66	0.04	100.00	133.56	0.019

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 18 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-116.63	0.05	100.00	149.47	0.018
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	22.39	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-91.66	0.00	100.00	133.56	0.002

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 18 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-116.63	0.05	100.00	149.47	0.018
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	22.39	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-91.66	0.00	100.00	133.56	0.002

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 19 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	126.06	0.08	100.00	122.34	0.036
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-25.48	0.00	100.00	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-85.05	0.01	100.00	122.34	0.006
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-53.21	0.00	100.00	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	99.15	0.04	100.00	122.34	0.017

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 19 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-61.52	0.00	100.00	0.00	0.000
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	34.22	0.00	100.00	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	63.50	0.00	100.00	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	5.78	0.00	100.00	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-114.61	0.08	100.00	133.56	0.033

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 19 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-126.06	0.08	100.00	149.47	0.032
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	26.81	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-61.52	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 19 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-99.15	0.00	100.00	149.47	0.001
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	35.89	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-114.61	0.05	100.00	133.56	0.024

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 20 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	99.15	0.04	100.00	122.34	0.017
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-53.21	0.00	100.00	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-85.05	0.01	100.00	122.34	0.006
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-25.48	0.00	100.00	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	126.06	0.08	100.00	122.34	0.036

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 20 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-114.61	0.08	100.00	133.56	0.033
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	5.78	0.00	100.00	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	63.50	0.00	100.00	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	34.22	0.00	100.00	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-61.52	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 20 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-99.15	0.00	100.00	149.47	0.001
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	35.89	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-114.61	0.05	100.00	133.56	0.024

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 20 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-126.06	0.08	100.00	149.47	0.032
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	26.81	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-61.52	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 21 - 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	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	87.86	0.02	0.20	122.34	0.011
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-19.22	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-51.73	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-19.93	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	86.90	0.02	0.20	122.34	0.010

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 21 - 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	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-61.89	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	3.91	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	30.32	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	3.70	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-62.27	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 21 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-87.86	0.01	0.20	149.47	0.005
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	34.61	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-61.89	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 21 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-86.90	0.01	0.20	149.47	0.004
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	34.30	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-62.27	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 22 - 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	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	87.55	0.02	0.20	122.34	0.011
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-18.85	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-51.17	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-19.56	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	86.59	0.02	0.20	122.34	0.010

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 22 - 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	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-61.87	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	3.75	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	30.09	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	3.54	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-62.26	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 22 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-87.55	0.01	0.20	149.47	0.005
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	34.78	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-61.87	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 22 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-86.59	0.01	0.20	149.47	0.004
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	34.46	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-62.26	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 23 - 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	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	86.90	0.02	0.20	122.34	0.010
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-19.93	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-51.73	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-19.22	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	87.86	0.02	0.20	122.34	0.011

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 23 - 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	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-62.27	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	3.70	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	30.32	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	3.91	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-61.89	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 23 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-86.90	0.01	0.20	149.47	0.004
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	34.30	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-62.27	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 23 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-87.86	0.01	0.20	149.47	0.005
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	34.61	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-61.89	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 24 - 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	0.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	86.59	0.02	0.20	122.34	0.010
2	1.16	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-19.56	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-51.17	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.84	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-18.85	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	87.55	0.02	0.20	122.34	0.011

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 24 - 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	0.25	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-62.26	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.06	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	3.54	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.00	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	30.09	0.00	0.20	0.00	0.000
4	2.94	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	3.75	0.00	0.20	0.00	0.000
5	3.75	0.001810	0.002011	76.29	-77.07	-61.87	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 24 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-86.59	0.01	0.20	149.47	0.004
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	34.46	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-62.26	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 24 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-87.55	0.01	0.20	149.47	0.005
2	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	34.78	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.75	0.002011	0.002011	77.29	-77.29	-61.87	0.00	0.20	0.00	0.000

6.8. Verifiche del terreno

Per la struttura scatolare in oggetto si considera una fondazione di larghezza pari a 4.00 m e lunghezza unitaria, l'approfondimento è di circa 1.00 m sotto il p.c.

Sulla base delle caratteristiche di terreno sopra descritte e delle dimensioni in pianta della fondazione, seguiranno i calcoli della capacità portante condotti secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3). Tale approccio prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nello specifico la combinazione in oggetto prevede i seguenti coefficienti:

A1 : coefficienti secondo Tab. 6.2.I

M1 : coefficienti secondo Tab. 6.2.II

R3 : $\gamma_R = 2.3$, secondo Tab. 6.4.I

6.8.1. Calcolo della capacità portante della fondazione

La capacità portante limite viene calcolata con la formula di MEYERHOF:

$$Q_{lim} = \sigma'_{vo} N_q s_q d_q i_q + c' N_c s_c d_c i_c + 0,5 \gamma'_c D' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

nella quale:

$N_q N_c N_\gamma$ = fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di attrito del terreno (ϕ')

$s_q s_c s_\gamma$ = fattori di forma, funzioni di ϕ' e di L'/B' dimensioni ridotte della fondazione

$d_q d_c d_\gamma$ = fattori di profondità, funzioni di ϕ' e di h_i / B' , dove h_i è l'approfondimento della fondazione ($h_i < B'$)

$i_q i_c i_\gamma$ = fattori di inclinazione della risultante dei carichi, funzioni di T/N , dove T ed N sono rispettivamente i carichi orizzontale e verticale, e di ϕ' e c' :

σ'_{vo} = pressione verticale efficace alla quota di imposta fondazione

c' = coesione del terreno di fondazione

γ = peso di volume naturale del terreno

γ' = peso di volume immerso del terreno

z_w = profondità falda sotto piano imposta fondazione

γ'_c = peso di volume di calcolo del terreno

D' = dimensione caratteristica della fondazione (B' o L')

Nei calcoli si fa riferimento all'area equivalente effettiva della fondazione, di dimensioni ridotte (Meyerhof, 1953):

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

B, L = dimensioni della fondazione

e_B, e_L = eccentricità del carico verticale N sui due lati della fondazione

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	2.00
Angolo di attrito interno	(φ)	°	25.00
Coesione	(c')	t/m ²	1.50
Kp			2.46391
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	1.90

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	4.00
Lunghezza fondazione	L	m	1.00
Eccentricità larghezza	e_x	m	0.000
Eccentricità lunghezza	e_y	m	0.000
Approfondimento	D	m	1.00
Inclinazione carico	i	°	0.00
Larghezza ridotta	B'	m	4.00
Lunghezza ridotta	L'	m	1.00

Coefficienti di fondazione		
Nq	10.6621	$e^{(\pi \cdot \tan \varphi) \cdot \tan^2 (45^\circ + \varphi/2)}$
N_γ	6.7655	$(N_q - 1) \tan (1.4 \varphi)$
Nc	20.7205	$(N_q - 1) \cotg (\varphi)$

Fattori di forma		
S_c	2.9711	$1 + 0.2 \cdot K_p (B/L)$
$S_q = S_\gamma$	1.9856	$1 + 0.1 \cdot K_p (B/L)$

Fattori di profondità		
d_c	1.0785	$1 + 0.2 K_p^{1/2} \cdot D/B$
$d_q = d_\gamma$	1.0392	$1 + 0.1 K_p^{1/2} \cdot D/B$

Fattori di inclinazione del carico		
$i_q = i_c$	1.0000	$(1 - i^\circ/90)^\zeta$
i_γ	1.0000	$(1 - i^\circ/\varphi)^\zeta$

Calcolo del carico limite

41.8021	$\gamma_r \cdot D \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q$
55.8420	$0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$
99.5926	$c' \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c$

q_d	t/m²	197.2367	TOTALE
----------------------	------------------------	-----------------	---------------

6.8.2. Sollecitazione sul terreno

La tensione massima agente sul terreno di fondazione nelle diverse combinazioni riconducibili all'Approccio 2:

$$\sigma_{\text{tmax}} = 455 \text{ kPa} \quad (\text{combinazioni 4-5})$$

Nel rispetto della Normativa deve verificarsi che: $\sigma_{\text{tmax}} \leq q_d/\gamma_R = 1970 / 2.3 = 856 \text{ kPa}$

In definitiva:

$$438 \text{ kPa} < 856 \text{ kPa}$$

La verifiche risultano soddisfatte.

7. SOTTOVIA 4.00x3.50

7.1. *Analisi dei carichi*

7.1.1. Carichi permanenti

Peso Proprio Elementi Strutturali:

I pesi degli elementi strutturali sono dedotte automaticamente dal programma in base al peso specifico del materiale calcestruzzo.

Carichi Permanenti agenti sulla soletta superiore:

Peso Specifico del Terreno $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$;

Angolo attrito interno Terreno $\phi = 35^\circ$

Spessore ricoprimento $h = 1.35 \text{ m}$

Peso Pacchetto Stradale $= 5.00 \text{ kN/ml}$

Carichi Permanenti agenti in fondazione :

Peso Pacchetto Stradale + letto di fondazione $= 13.00 \text{ kN/ml}$

Spinte Lateral Carichi Permanenti (spinta simmetrica, spinta asimmetrica, spinta idraulica):

Le spinte nel terreno sono valutate nelle diverse condizioni:

K_0 = coefficiente di spinta a riposo

K_s = coefficiente di spinta in condizioni sismiche

I valori dei coefficienti sono riportati nei paragrafi successivi.

La spinta 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 $P = \gamma H$.

Per i sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, presenti al piano campagna si considera una diffusione nel terreno secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 30° .

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

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

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

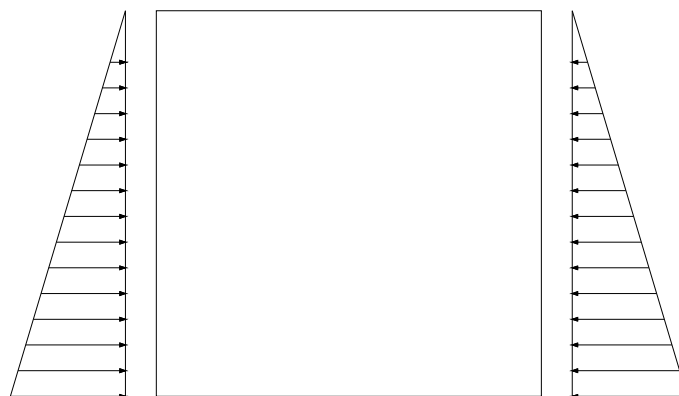
dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfilanco.

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

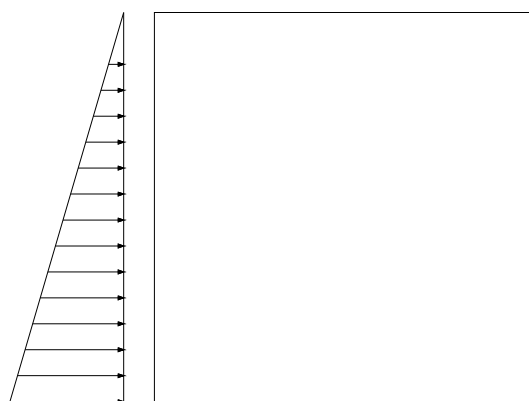
$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

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

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



Spinta simmetrica



Spinta asimmetrica

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

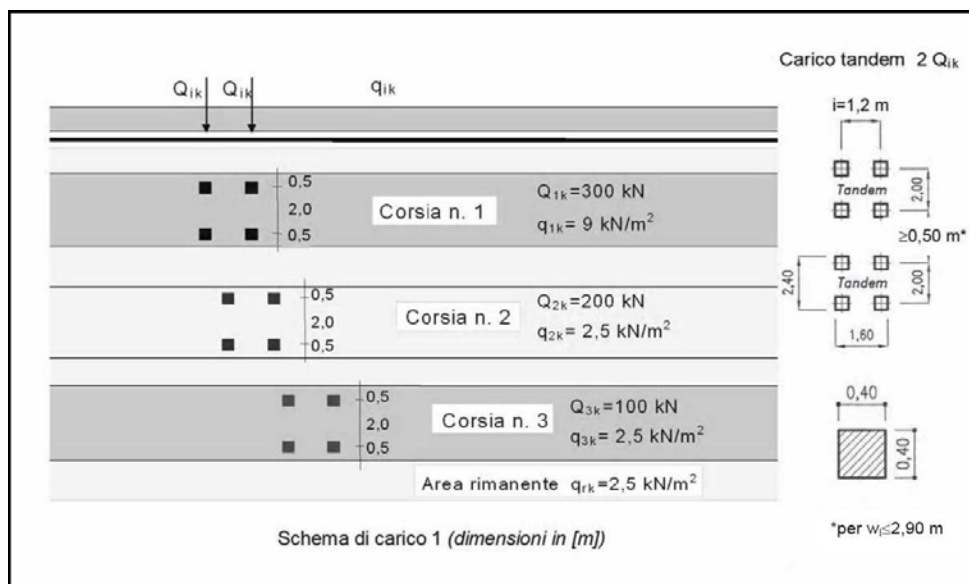
$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

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.

7.1.2. Carichi variabili da traffico

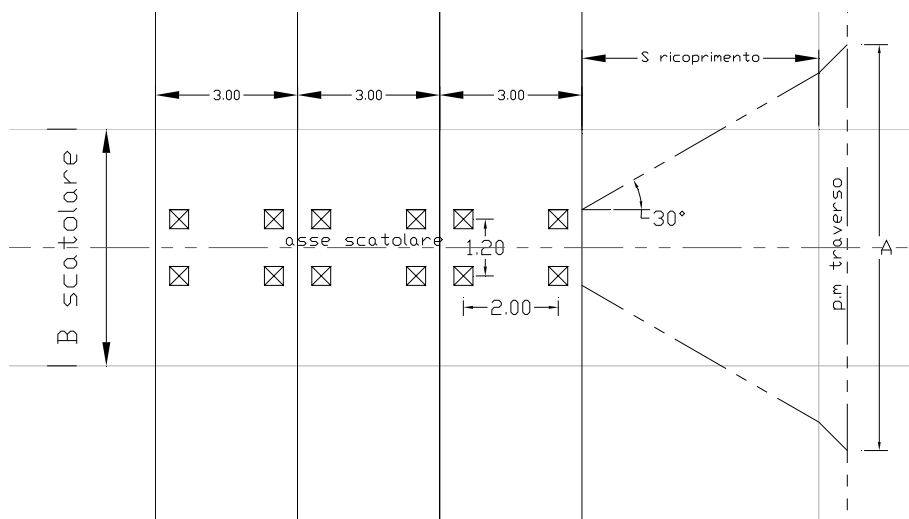
- CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO SULLA SOLETTA

Secondo quanto riportato nelle Norme Tecniche 2008 (D.M. 14/01/2008) si considerano i carichi mobili da traffico $q_{1,k}$ (mezzo convenzionale a due assi disposti come indicato nello schema in figura)

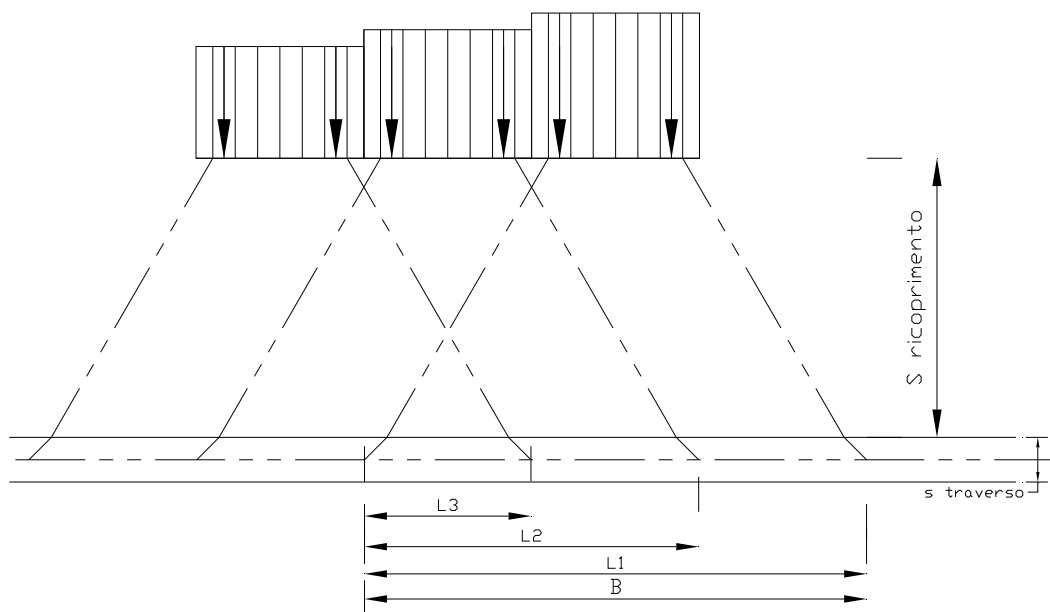


Altezza Soletta superiore	0.50 m
Altezza ricoprimento	1.35 m
Larghezza di una corsia convenzionale	3.00 m

Si considerano le corsie convenzionali di carico sopra descritte.



Diffusione Carichi Concentrati in direzione trasversale



Diffusione Carichi Concentrati in direzione longitudinale

$$A = 1.2 + 0.4 + 2 (s/2 \times \operatorname{tg}45 + h \times \operatorname{tg}30) = 3.66 \text{ m}$$

$$B = 2.0 + 0.4 + 2 (s/2 \times \operatorname{tg}45 + h \times \operatorname{tg}30) = 4.46 \text{ m}$$

Dalla diffusione dei carichi tandem si ottiene per ogni corsia il relativo carico e l'eventuale sovrapposizione delle aree di influenza relative ad ogni asse.

Nel seguito si riporta l'intensità del carico e l'estensione della sovrapposizione; il carico totale è

dato da:
$$Q^* = \frac{2 \cdot Q_1}{A \cdot B} + \frac{2 \cdot Q_2}{A \cdot B} \cdot \frac{L_2}{L_1} + \frac{2 \cdot Q_3}{A \cdot B} \cdot \frac{L_3}{L_1}$$

I diversi contributi vengono sommati se l'estensione della sovrapposizione è di segno positivo.

CARICHI MOBILI SULLA SOLETTA					
Schemma di carico 1		Qi [kN]	qi [kN/m ²]		
	corsia 1	300	9		
	corsia 2	200	2.5		
	corsia 3	100	2.5		
Larghezza corsia convenzionale	w [m] =	3			
Spessore terreno ricoprimento	hr [m] =	1.35			
Spessore soletta scatolare	s [m] =	0.5			
	s/2 [m] =	0.25			
Angolo di diffusione carico terreno	α [°] =	30	0.5236	radianti	
Angolo di diffusione carico soletta	β [°] =	45	0.7854	radianti	
Larghezza trasversale	A [m] =	3.66			
Larghezza longitudinale	B [m]=	4.46			
Lunghezza di sovrapposizione		Area [m ²]	Li [m]	Q* [kN/m ²]	
	corsia 1	16.31	4.46	44.80	
	corsia 2	16.31	1.46		
	corsia 3	16.31	-1.54		

Si considera inoltre il carico $q_{1k} = 27 \text{ KN/m}$ relativo alla corsia di carico numero 1 applicata direttamente al piano campagna.

- **CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO IN FONDAZIONE**

In fondazione si considera un numero intero di corsie convenzionali di carico compatibili con la larghezza dell'opera.

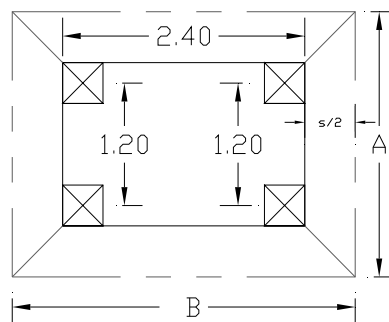
I due assi dei carichi concentrati $q_{i,a}$ si assumono posti al di sopra della pavimentazione stradale e la loro diffusione si considera avvenire secondo un angolo di 30° nel letto di fondazione e di 45° nello spessore medio della fondazione.

$$B = 4.00 \text{ m}$$

$$w_{\text{corsia}} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Spessore fondazione } s = 0.50 \text{ m}$$

$$\text{Spessore letto di fondazione } h = 0.50 \text{ m}$$



Si ottiene:

$$A = 1.2 + 0.4 + 2 (s/2 \times \text{tg}45 + h \times \text{tg}30) = 2.68 \text{ m}$$

$$B = 2.0 + 0.4 + 2 (s/2 \times \text{tg}45 + h \times \text{tg}30) = 3.48 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q_i}{A * B} + q_i \text{ kN/m}^2 \text{ relativamente alla } i\text{-esima corsia di carico.}$$

Considerando una sola corsia, si ha :

CARICHI MOBILI SULLA FONDAZIONE					
Schemma di carico 1		Qi [kN]	qi [kN/m ²]		
	corsia 1	300	9		
	corsia 2	200	2.5		
	corsia 3	100	2.5		
Larghezza corsia convenzionale	w [m] =	3			
Spessore terreno ricoprimento	hr [m] =	0.5			
Spessore soletta scatolare	s [m] =	0.5			
	s/2 [m] =	0.25			
Angolo di diffusione carico terreno	α [°] =	30	0.5236	radianti	
Angolo di diffusione carico soletta	β [°] =	45	0.7854	radianti	
Larghezza trasversale	B [m] =	3.48			
Larghezza longitudinale	A [m]=	2.68			
		Area [m ²]	Li [m]	Q* [kN/m ²]	
Lunghezza di sovrapposizione	corsia 1	9.31	3.48	73.45	
	corsia 2	9.31	0.48	-	
	corsia 3	9.31	-2.52	-	

ricapitolando:

$$Q_1 = 73.45 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{rimanente}} = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

Ai fini del dimensionamento, in via cautelativa, verrà trascurata la presenza del carico mobile sulla soletta inferiore.

7.1.3. Forza di frenamento

Considerando che la fascia di soletta di calcolo ha la larghezza di 1.00m e che in pianta le forze concentrate hanno distanza, lungo lo stesso asse, di 2.00m, è stata determinata la forza di frenamento in funzione di un solo asse del carico verticale agente sulla corsia convenzionale n.1:

$$q_3 = 0.6 (Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L$$

per $L=5.00\text{m}$, **Fa = 193.50 kN**

7.1.4. Azioni sismiche

Le azioni sismiche vengono valutate in base alle accelerazioni massime attese in superficie.

Si fanno le seguenti assunzioni:

Comune di Tarquinia

Vita nominale opera 50 anni

Classe d'uso opera IV

Categoria sottosuolo C

Categoria topografica T1

Comune di Tarquinia	Latitudine	Lat.	11.7562	°
	Longitudine	Lon.	42.249	°
Vita nominale opera			50	anni
Classe d'uso			IV	
Coefficiente d'uso			2	
Periodo di riferimento			100	anni
PARAMETRI SPETTRI DI RISPOSTA	SLO	P _{VR}	81	%
	SLD		63	
	SLV		10	
	SLC		5	
	SLO	T _R	60	anni
	SLD		101	
	SLV		949	
	SLC		1950	
	SLO	ag/g	0.040	
	SLD		0.048	
	SLV		0.095	
	SLC		0.114	
	SLO	F ₀	2.594	
	SLD		2.586	
	SLV		2.699	
	SLC		2.750	
	SLO	T* _C	0.252	sec
	SLD		0.269	
	SLV		0.309	
	SLC		0.318	

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno, valutato con la formula di **Wood**, può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2$$

$$\alpha = a_g/g * S_s * \beta_m * S_t$$

H è l'altezza sulla quale agisce la spinta; il punto di applicazione va preso a metà altezza.

Oltre a questo incremento di spinta bisogna tenere conto delle forze orizzontali d'inerzia F_i delle masse strutturali, includendo in esse anche la massa del terreno stabilizzante a tergo del paramento:

$$F_i = k \cdot W$$

dove:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

con

$$a_{max} = \text{accelerazione orizzontale massima attesa al sito} = S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g$$

g = accelerazione di gravità.

Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

7.2. Dati di input

Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	4.50	[m]
Larghezza esterna	5.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.50	[m]
Spessore piedritto destro	0.50	[m]
Spessore fondazione	0.50	[m]
Spessore traverso	0.50	[m]

7.3. Carichi applicati e sollecitazioni

7.3.1. 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° 7 (Pacchetto stradale)

Distr	Terreno	$X_i = -5.00$	$X_f = 10.00$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{nf} = 5.00$		
Distr	Fondaz.	$X_i = 0.50$	$X_f = 4.50$	$V_{ni} = 13.00$	$V_{nf} = 13.00$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$

Condizione di carico n° 8 (Carico mobile superiore Mmax)

Distr	Terreno	$X_i = -5.00$	$X_f = 10.00$	$V_{ni} = 27.00$	$V_{nf} = 27.00$		
Distr	Traverso	$X_i = 0.67$	$X_f = 4.33$	$V_{ni} = 44.80$	$V_{nf} = 44.80$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$

Condizione di carico n° 9 (Frenatura +)

Conc	Traverso	$X = 2.50$	$F_y = 0.00$	$F_x = 193.50$	$M = 0.00$
------	----------	------------	--------------	----------------	------------

Condizione di carico n° 10 (Frenatura -)

Conc	Traverso	$X = 2.50$	$F_y = 0.00$	$F_x = -193.50$	$M = 0.00$
------	----------	------------	--------------	-----------------	------------

7.4. Combinazione delle azioni

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Simbologia adottata

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

Norme Tecniche 2008

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 statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		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 sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		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_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		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

Coeff. di combinazione $\Psi_0 = 0.75$ $\Psi_1 = 0.75$ $\Psi_2 = 0.00$

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	1.00	1.50
Frenatura +	1.50	0.75	1.12

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	1.00	1.50
Frenatura -	1.50	0.75	1.12

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	0.75	1.12
Frenatura +	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Frenatura -	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	0.75	1.12

Le spinte in condizioni sismiche sono state analizzate, a favore di sicurezza, considerando la presenza del terreno dapprima solo sul lato sinistro e successivamente solo sul lato destro. Mentre le forze di inerzia, legate ai pesi strutturali, sono comunque applicate ai baricentri degli stessi.

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 16 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura +	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 17 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura -	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 18 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	1.00	1.00
Frenatura +	1.00	0.75	0.75
Frenatura -	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 19 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura +	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura -	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 20 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura -	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura +	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 21 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

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

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Le spinte nelle diverse combinazioni sono state valutate secondo quanto in seguito descritto :

Pressione in calotta
Spinta sui piedritti

Pressione geostatica
a Riposo [combinazione 1]
a Riposo [combinazione 2]
a Riposo [combinazione 3]
a Riposo [combinazione 4]
a Riposo [combinazione 5]
Attiva [combinazione 6]
Attiva [combinazione 7]
Attiva [combinazione 8]
Attiva [combinazione 9]
Attiva [combinazione 10]
Attiva [combinazione 11]
Attiva [combinazione 12]
Attiva [combinazione 13]
a Riposo [combinazione 14]
a Riposo [combinazione 15]
a Riposo [combinazione 16]
a Riposo [combinazione 17]
a Riposo [combinazione 18]
a Riposo [combinazione 19]
a Riposo [combinazione 20]
a Riposo [combinazione 21]
a Riposo [combinazione 22]
a Riposo [combinazione 23]
a Riposo [combinazione 24]

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.93 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * Ss) = 2.56$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 1.28$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.47 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * Ss) = 1.30$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.65$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare

Spinta sismica

Wood

Pressione in calotta(solo peso terreno)
Angolo diffusione sovraccarico

0.0346275
35.00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.426	0.000
2	0.426	0.000
3	0.426	0.000
4	0.426	0.000
5	0.426	0.000
6	0.244	0.296
7	0.244	0.296
8	0.244	0.296
9	0.244	0.296
10	0.244	0.296
11	0.244	0.296
12	0.244	0.296
13	0.244	0.296
14	0.426	0.000
15	0.426	0.000
16	0.426	0.000
17	0.426	0.000
18	0.426	0.000
19	0.426	0.000
20	0.426	0.000
21	0.426	0.452
22	0.426	0.452
23	0.426	0.452
24	0.426	0.452

7.4.1. Inviluppo sollecitazioni

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.25	-300.48	-36.04	-447.75	-105.34	45.59	185.24
1.36	-26.15	200.49	-234.22	-32.86	45.95	185.24
2.50	67.94	227.12	-101.93	119.33	46.31	185.24
3.64	-26.15	200.49	45.35	248.33	45.95	185.24
4.75	-300.48	-36.04	105.34	447.75	45.59	185.24

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.25	-348.27	28.34	55.55	395.18	8.33	304.45
1.40	-24.37	184.01	6.49	237.56	8.33	304.45
2.50	45.53	214.93	-80.55	80.55	8.33	304.45
3.60	-24.37	184.01	-237.56	-6.49	8.33	304.45
4.75	-348.27	28.34	-395.18	-55.55	8.33	304.45

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.25	-300.48	-36.04	41.77	200.68	105.55	462.68
2.25	-55.84	28.69	-72.85	71.36	80.55	428.93
4.25	-348.27	28.34	-283.59	-8.33	55.55	395.18

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.25	-300.48	-36.04	-200.68	-41.77	105.55	462.68
2.25	-55.84	28.69	-71.36	72.85	80.55	428.93
4.25	-348.27	28.34	8.33	283.59	55.55	395.18

7.5. Verifiche

Le verifiche degli elementi strutturali che compongono lo scatolare, sono state eseguite mediante il metodo degli Stati Limite.

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

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

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

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}(\theta) + \operatorname{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \operatorname{ctg} \theta^{1/2})$$

con:

d altezza utile sezione [mm]

b_w larghezza minima sezione [mm]

σ_{cp} tensione media di compressione [N/mm²]

ρ_l rapporto geometrico di armatura

A_{sw} area armatura trasversale [mm²]

S interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]

α_c coefficiente maggiorativo, funzione di f_{cd} e σ_{cp}

$$f_{cd}' = 0.5 * f_{cd}$$

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

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

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente moderatamente 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) $0.80 f_{yk}$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w1=0.20$ $w2=0.30$ $w3=0.40$

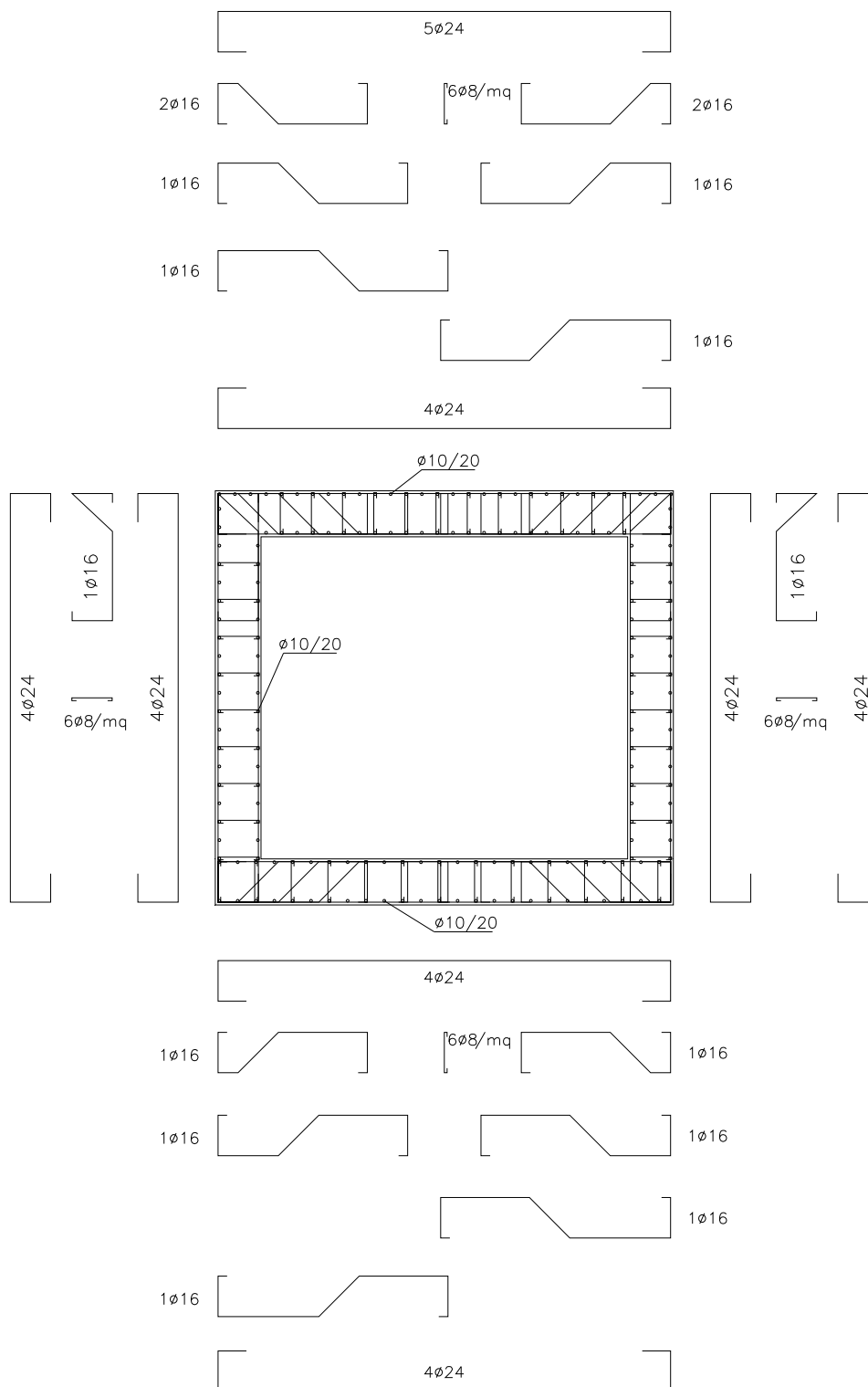
Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Copriferro sezioni 3.00 [cm]

7.6. Verifica elementi strutturali

Si riporta di seguito la distinta delle armature per l'opera in oggetto:



N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
A_{fi}	Area armatura inferiore, espresse in mq
A_{fs}	Area armatura superiore, espresse in mq
CS	Coeff. di sicurezza sezione
V_{Rd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espressa in kN
V_{Rcd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espressa in kN
V_{Rsd}	Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espressa in kN
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in mq

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.5000$ m

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.25	0.002413	0.001810	1.53
1.36	0.001810	0.002212	1.76
2.50	0.001810	0.001810	1.45
3.64	0.001810	0.002212	1.76
4.75	0.002413	0.001810	1.53

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.25	234.99	1895.47	1751.40	0.000201
1.36	234.99	829.27	1751.40	0.000201
2.50	225.20	0.00	0.00	0.000000
3.64	234.99	829.27	1751.40	0.000201
4.75	234.99	1895.47	1751.40	0.000201

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.5000$ m

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.25	0.001810	0.003066	1.75
1.40	0.002413	0.002262	1.85
2.50	0.001810	0.002262	1.40
3.60	0.002413	0.002262	1.85
4.75	0.001810	0.003066	1.75

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.25	231.88	2527.29	1723.44	0.000402
1.40	218.48	0.00	0.00	0.000201
2.50	218.48	0.00	0.00	0.000000
3.60	218.48	0.00	0.00	0.000201
4.75	262.58	2527.29	1767.89	0.000402

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.5000$ m

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.25	0.002011	0.001810	1.25
2.25	0.001810	0.001810	9.85
4.25	0.002212	0.001810	1.12

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.25	237.88	0.00	0.00	0.000000
2.25	233.12	0.00	0.00	0.000000
4.25	261.29	1658.54	1789.50	0.000201

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.5000$ m

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.25	0.002011	0.001810	1.25
2.25	0.001810	0.001810	9.85
4.25	0.002212	0.001810	1.12

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.25	237.88	0.00	0.00	0.000000
2.25	233.12	0.00	0.00	0.000000
4.25	261.29	1658.54	1789.50	0.000201

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
A_{fi}	Area armatura inferiore, espressa in mq
A_{fs}	Area armatura superiore, espressa in mq
σ_{fi}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espresse in kPa
σ_{fs}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in kPa
σ_c	Tensione nel calcestruzzo, espresse in kPa
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresse in kPa
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in mq

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.25	0.002413	0.001810	3973	121089	48063
1.36	0.001810	0.002212	2662	32479	76839
2.50	0.001810	0.001810	5021	58406	189522
3.64	0.001810	0.002212	2662	32479	76839
4.75	0.002413	0.001810	3973	121089	48063

X	τ_c	A_{sw}
0.25	-689	0.000201
1.36	-323	0.000201
2.50	149	0.000000
3.64	358	0.000201
4.75	689	0.000201

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.5000 \text{ m}$

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.25	0.001810	0.003066	3984	49798	96277
1.40	0.002413	0.002262	2399	74852	28911
2.50	0.001810	0.002262	4496	183629	51417
3.60	0.002413	0.002262	2399	74852	28911
4.75	0.001810	0.003066	3984	49798	96277

X	τ_c	A_{sw}
0.25	580	0.000402
1.40	306	0.000201
2.50	-101	0.000000
3.60	-306	0.000201
4.75	-580	0.000402

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.5000$ m

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.25	0.002011	0.001810	4423	53990	156825
2.25	0.001810	0.001810	1476	20084	12553
4.25	0.002212	0.001810	4481	52663	160737

Y	τ_c	A_{sw}
0.25	290	0.000000
2.25	94	0.000000
4.25	-358	0.000201

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.5000$ m

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.25	0.002011	0.001810	4423	53990	156825
2.25	0.001810	0.001810	1476	20084	12553
4.25	0.002212	0.001810	4481	52663	160737

Y	τ_c	A_{sw}
0.25	-290	0.000000
2.25	-94	0.000000
4.25	358	0.000201

7.7. 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° 14 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.25	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	80.22	0.02	0.20	113.95	0.009
2	1.36	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-37.30	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-76.97	0.03	0.20	149.47	0.010
4	3.64	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-37.30	0.00	0.20	0.00	0.000
5	4.75	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	80.22	0.02	0.20	113.95	0.009

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 14 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.25	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-52.68	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.40	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	29.45	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.50	0.001810	0.002262	76.55	-78.32	55.13	0.00	0.20	0.00	0.000
4	3.60	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	29.45	0.00	0.20	0.00	0.000
5	4.75	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-52.68	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 14 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	0.00	0.00	0.20	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-4.19	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-52.68	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 14 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	0.00	0.00	0.20	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-4.19	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-52.68	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 15 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.25	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	123.50	0.07	0.30	113.95	0.036
2	1.36	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-77.31	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-144.97	0.16	0.30	149.47	0.064
4	3.64	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-77.31	0.00	0.30	0.00	0.000
5	4.75	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	123.50	0.07	0.30	113.95	0.036

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 15 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-103.36	0.04	0.30	100.01	0.021
2	1.40	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	75.29	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.50	0.001810	0.002262	76.55	-78.32	132.06	0.15	0.30	149.47	0.058
4	3.60	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	75.29	0.00	0.30	0.00	0.000
5	4.75	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-103.36	0.04	0.30	100.01	0.021

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 15 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-123.50	0.06	0.30	149.47	0.025
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-35.49	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-103.36	0.04	0.30	149.47	0.014

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 15 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-123.50	0.06	0.30	149.47	0.025
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-35.49	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-103.36	0.04	0.30	149.47	0.014

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	143.65	0.09	0.30	113.95	0.046
2	1.36	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	26.15	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-67.94	0.00	0.30	0.00	0.000
4	3.64	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-82.16	0.02	0.30	122.34	0.007
5	4.75	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	36.04	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	28.34	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.40	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	64.08	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.50	0.001810	0.002262	76.55	-78.32	45.53	0.00	0.30	0.00	0.000
4	3.60	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	-24.37	0.00	0.30	0.00	0.000
5	4.75	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-152.89	0.06	0.30	100.01	0.036

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-143.65	0.16	0.30	149.47	0.061
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	4.46	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	28.34	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-36.04	0.00	0.30	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	28.69	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-152.89	0.16	0.30	149.47	0.063

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	36.04	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.36	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-82.16	0.02	0.30	122.34	0.007
3	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-67.94	0.00	0.30	0.00	0.000
4	3.64	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	26.15	0.00	0.30	0.00	0.000
5	4.75	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	143.65	0.09	0.30	113.95	0.046

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-152.89	0.06	0.30	100.01	0.036
2	1.40	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	-24.37	0.00	0.30	0.00	0.000
3	2.50	0.001810	0.002262	76.55	-78.32	45.53	0.00	0.30	0.00	0.000
4	3.60	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	64.08	0.00	0.30	0.00	0.000
5	4.75	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	28.34	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-36.04	0.00	0.30	0.00	0.000
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	28.69	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-152.89	0.16	0.30	149.47	0.063

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-143.65	0.16	0.30	149.47	0.061
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	4.46	0.00	0.30	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	28.34	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 18 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	137.93	0.09	100.00	113.95	0.043
2	1.36	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-90.65	0.03	100.00	122.34	0.016
3	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-167.63	0.20	100.00	149.47	0.079
4	3.64	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-90.65	0.03	100.00	122.34	0.016
5	4.75	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	137.93	0.09	100.00	113.95	0.043

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 18 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-120.25	0.05	100.00	100.01	0.029
2	1.40	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	90.57	0.03	100.00	113.95	0.018
3	2.50	0.001810	0.002262	76.55	-78.32	157.70	0.20	100.00	149.47	0.076
4	3.60	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	90.57	0.03	100.00	113.95	0.018
5	4.75	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-120.25	0.05	100.00	100.01	0.029

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 18 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-137.93	0.08	100.00	149.47	0.032
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-45.93	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-120.25	0.06	100.00	149.47	0.024

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 18 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-137.93	0.08	100.00	149.47	0.032
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-45.93	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-120.25	0.06	100.00	149.47	0.024

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 19 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	144.48	0.09	100.00	113.95	0.047
2	1.36	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-56.30	0.00	100.00	0.00	0.000
3	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-142.06	0.16	100.00	149.47	0.060
4	3.64	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-92.34	0.04	100.00	122.34	0.017
5	4.75	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	108.71	0.05	100.00	113.95	0.026

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 19 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-76.23	0.00	100.00	0.00	0.000
2	1.40	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	86.95	0.03	100.00	113.95	0.017
3	2.50	0.001810	0.002262	76.55	-78.32	128.97	0.13	100.00	149.47	0.051
4	3.60	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	57.45	0.00	100.00	0.00	0.000
5	4.75	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-136.66	0.06	100.00	100.01	0.034

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 19 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-144.48	0.11	100.00	149.47	0.044
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-32.90	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-76.23	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 19 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-108.71	0.02	100.00	149.47	0.009
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-24.74	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-136.66	0.10	100.00	149.47	0.040

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 20 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	108.71	0.05	100.00	113.95	0.026
2	1.36	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-92.34	0.04	100.00	122.34	0.017
3	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-142.06	0.16	100.00	149.47	0.060
4	3.64	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-56.30	0.00	100.00	0.00	0.000
5	4.75	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	144.48	0.09	100.00	113.95	0.047

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 20 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-136.66	0.06	100.00	100.01	0.034
2	1.40	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	57.45	0.00	100.00	0.00	0.000
3	2.50	0.001810	0.002262	76.55	-78.32	128.97	0.15	100.00	149.47	0.058
4	3.60	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	86.95	0.03	100.00	113.95	0.017
5	4.75	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-76.23	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 20 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-108.71	0.02	100.00	149.47	0.009
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-24.74	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-136.66	0.10	100.00	149.47	0.040

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 20 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-144.48	0.11	100.00	149.47	0.044
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-32.90	0.00	100.00	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-76.23	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 21 - 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	0.25	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	82.01	0.02	0.20	113.95	0.010
2	1.36	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-36.02	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-76.12	0.02	0.20	149.47	0.008
4	3.64	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-36.54	0.00	0.20	0.00	0.000
5	4.75	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	81.40	0.02	0.20	113.95	0.009

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 21 - 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	0.25	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-53.66	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.40	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	28.48	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.50	0.001810	0.002262	76.55	-78.32	54.06	0.00	0.20	0.00	0.000
4	3.60	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	28.20	0.00	0.20	0.00	0.000
5	4.75	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-54.24	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 21 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-82.01	0.00	0.20	149.47	0.002
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-1.61	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-53.66	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 21 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-81.40	0.00	0.20	149.47	0.001
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-1.68	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-54.24	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 22 - 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	0.25	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	81.56	0.02	0.20	113.95	0.010
2	1.36	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-35.64	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-75.47	0.00	0.20	0.00	0.000
4	3.64	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-36.17	0.00	0.20	0.00	0.000
5	4.75	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	80.95	0.02	0.20	113.95	0.009

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 22 - 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	0.25	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-53.57	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.40	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	28.26	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.50	0.001810	0.002262	76.55	-78.32	53.74	0.00	0.20	0.00	0.000
4	3.60	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	27.98	0.00	0.20	0.00	0.000
5	4.75	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-54.15	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 22 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-81.56	0.00	0.20	149.47	0.001
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-1.34	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-53.57	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 22 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-80.95	0.00	0.20	149.47	0.001
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-1.42	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-54.15	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 23 - 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	0.25	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	81.40	0.02	0.20	113.95	0.009
2	1.36	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-36.54	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-76.12	0.02	0.20	149.47	0.008
4	3.64	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-36.02	0.00	0.20	0.00	0.000
5	4.75	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	82.01	0.02	0.20	113.95	0.010

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 23 - 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	0.25	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-54.24	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.40	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	28.20	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.50	0.001810	0.002262	76.55	-78.32	54.06	0.00	0.20	0.00	0.000
4	3.60	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	28.48	0.00	0.20	0.00	0.000
5	4.75	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-53.66	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 23 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-81.40	0.00	0.20	149.47	0.001
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-1.68	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-54.24	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 23 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-82.01	0.00	0.20	149.47	0.002
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-1.61	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-53.66	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 24 - 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	0.25	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	80.95	0.02	0.20	113.95	0.009
2	1.36	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-36.17	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.50	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-75.47	0.00	0.20	0.00	0.000
4	3.64	0.001810	0.002212	76.50	-78.07	-35.64	0.00	0.20	0.00	0.000
5	4.75	0.002413	0.001810	79.07	-76.70	81.56	0.02	0.20	113.95	0.010

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 24 - 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	0.25	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-54.15	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.40	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	27.98	0.00	0.20	0.00	0.000
3	2.50	0.001810	0.002262	76.55	-78.32	53.74	0.00	0.20	0.00	0.000
4	3.60	0.002413	0.002262	79.55	-78.96	28.26	0.00	0.20	0.00	0.000
5	4.75	0.001810	0.003066	77.36	-82.30	-53.57	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 24 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-80.95	0.00	0.20	149.47	0.001
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-1.42	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-54.15	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 24 - 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	0.25	0.002011	0.001810	77.07	-76.29	-81.56	0.00	0.20	149.47	0.001
2	2.25	0.001810	0.001810	76.07	-76.07	-1.34	0.00	0.20	0.00	0.000
3	4.25	0.002212	0.001810	78.07	-76.50	-53.57	0.00	0.20	0.00	0.000

7.8. Verifiche del terreno

Per la struttura scatolare in oggetto si considera una fondazione di larghezza pari a 5.00 m e lunghezza unitaria, l'approfondimento è di circa 1.00 m sotto il p.c.

Sulla base delle caratteristiche di terreno sopra descritte e delle dimensioni in pianta della fondazione, seguiranno i calcoli della capacità portante condotti secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3). Tale approccio prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nello specifico la combinazione in oggetto prevede i seguenti coefficienti:

A1 : coefficienti secondo Tab. 6.2.I

M1 : coefficienti secondo Tab. 6.2.II

R3 : $\gamma_R = 2.3$, secondo Tab. 6.4.I

7.8.1. Calcolo della capacità portante della fondazione

La capacità portante limite viene calcolata con la formula di MEYERHOF:

$$Q_{lim} = \sigma'_{vo} N_q s_q d_q i_q + c' N_c s_c d_c i_c + 0,5 \gamma'_c D' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

nella quale:

$N_q N_c N_\gamma$ = fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di attrito del terreno (ϕ')

$s_q s_c s_\gamma$ = fattori di forma, funzioni di ϕ' e di L'/B' dimensioni ridotte della fondazione

$d_q d_c d_\gamma$ = fattori di profondità, funzioni di ϕ' e di h_i / B' , dove h_i è l'approfondimento della fondazione ($h_i < B'$)

$i_q i_c i_\gamma$ = fattori di inclinazione della risultante dei carichi, funzioni di T/N , dove T ed N sono rispettivamente i carichi orizzontale e verticale, e di ϕ' e c' :

σ'_{vo} = pressione verticale efficace alla quota di imposta fondazione

c' = coesione del terreno di fondazione

γ = peso di volume naturale del terreno

γ' = peso di volume immerso del terreno

z_w = profondità falda sotto piano imposta fondazione

γ'_c = peso di volume di calcolo del terreno

D' = dimensione caratteristica della fondazione (B' o L')

Nei calcoli si fa riferimento all'area equivalente effettiva della fondazione, di dimensioni ridotte (Meyerhof, 1953):

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

B, L = dimensioni della fondazione

e_B, e_L = eccentricità del carico verticale N sui due lati della fondazione

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	1.80
Angolo di attrito interno	(φ)	°	32.00
Coesione	(c')	t/m ²	0.50
Kp			3.25459
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	1.90

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	5.00
Lunghezza fondazione	L	m	1.00
Eccentricità larghezza	e_x	m	0.000
Eccentricità lunghezza	e_y	m	0.000
Approfondimento	D	m	1.00
Inclinazione carico	i	°	0.00
Larghezza ridotta	B'	m	5.00
Lunghezza ridotta	L'	m	1.00

Coefficienti di fondazione		
N_q	23.1767	$e^{(\pi \cdot \tan \varphi) \cdot \tan^2 (45^\circ + \varphi/2)}$
N_γ	22.0225	$(N_q - 1) \tan (1,4 \varphi)$
N_c	35.4902	$(N_q - 1) \cotg (\varphi)$

Fattori di forma		
S_c	4.2546	$1 + 0,2 \cdot K_p (B/L)$
$S_q = S_\gamma$	2.6273	$1 + 0,1 \cdot K_p (B/L)$

Fattori di profondità		
d_c	1.0722	$1 + 0,2 K_p^{1/2} \cdot D/B$
$d_q = d_\gamma$	1.0361	$1 + 0,1 K_p^{1/2} \cdot D/B$

Fattori di inclinazione del carico		
$i_q = i_c$	1.0000	$(1 - i^\circ/90)^\lambda$
i_γ	1.0000	$(1 - i^\circ/\varphi)^\lambda$

Calcolo del carico limite

119.8694	$\gamma_r \cdot D \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q$
269.7620	$0,5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$
80.9462	$c' \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c$

q_d		t/m²	470.5776	TOTALE
----------------------	--	------------------------	-----------------	---------------

7.8.2. Sollecitazione sul terreno

La tensione massima agente sul terreno di fondazione nelle diverse combinazioni riconducibili all'Approccio 2:

$$\sigma_{\text{tmax}} = 377 \text{ kPa} \quad (\text{combinazione 5})$$

Nel rispetto della Normativa deve verificarsi che: $\sigma_{\text{tmax}} \leq q_d/\gamma_R = 4706 / 2.3 = 2046 \text{ kPa}$

In definitiva:

$$377 \text{ kPa} < 2046 \text{ kPa}$$

La verifiche risultano soddisfatte.

8. SOTTOVIA 5.00x4.50

8.1. *Analisi dei carichi*

8.1.1. Carichi permanenti

Peso Proprio Elementi Strutturali:

I pesi degli elementi strutturali sono dedotte automaticamente dal programma in base al peso specifico del materiale calcestruzzo.

Carichi Permanenti agenti sulla soletta superiore:

Peso Specifico del Terreno $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$;

Angolo attrito interno Terreno $\phi = 35^\circ$

Spessore ricoprimento $h = 0.60 \text{ m}$

Peso Pacchetto Stradale $= 5.00 \text{ kN/ml}$

Carichi Permanenti agenti in fondazione :

Peso Pacchetto Stradale + letto di fondazione $= 13.00 \text{ kN/ml}$

Spinte Lateral Carichi Permanenti (spinta simmetrica, spinta asimmetrica, spinta idraulica):

Le spinte nel terreno sono valutate nelle diverse condizioni:

K_0 = coefficiente di spinta a riposo

K_s = coefficiente di spinta in condizioni sismiche

I valori dei coefficienti sono riportati nei paragrafi successivi.

La spinta 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 $P = \gamma H$.

Per i sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, presenti al piano campagna si considera una diffusione nel terreno secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 30° .

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

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

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

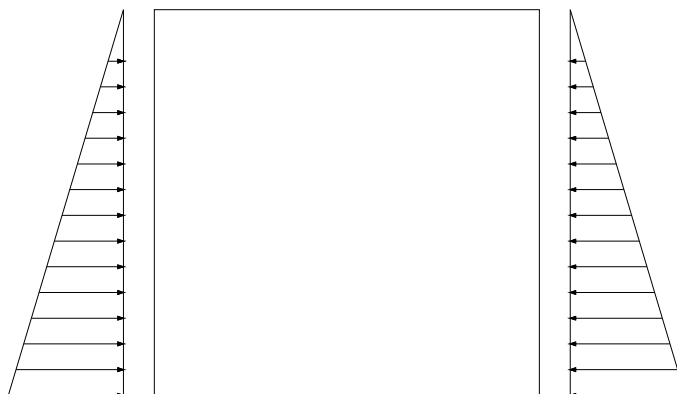
dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfilanco.

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

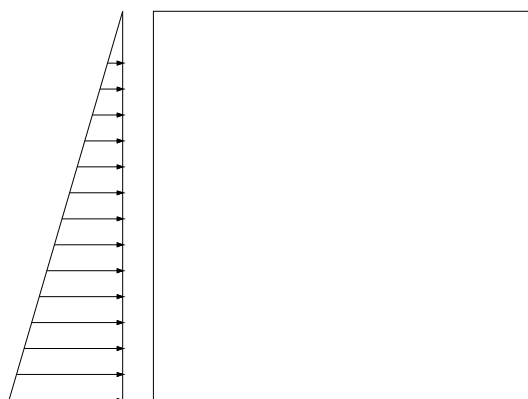
$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

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

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



Spinta simmetrica



Spinta asimmetrica

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

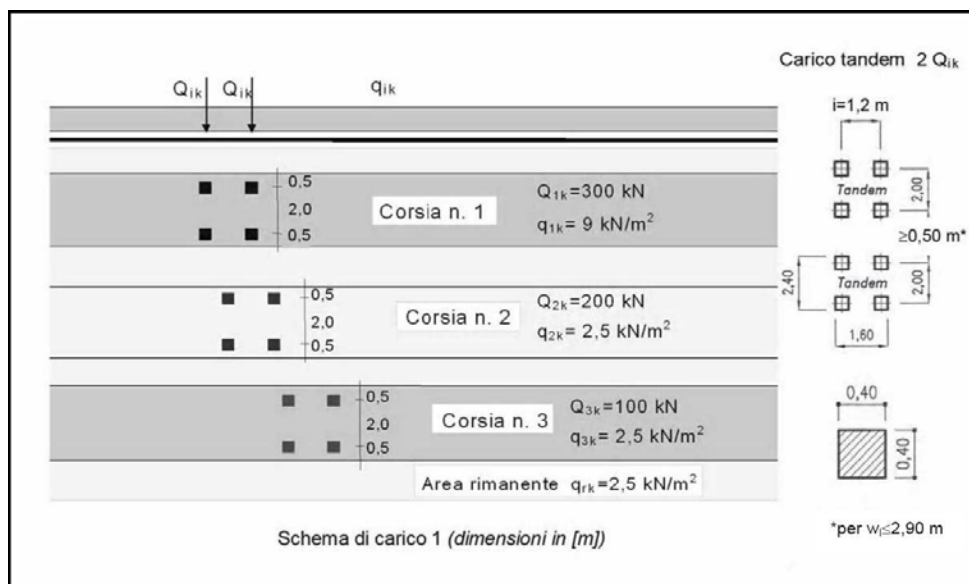
$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

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.

8.1.2. Carichi variabili da traffico

- CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO SULLA SOLETTA

Secondo quanto riportato nelle Norme Tecniche 2008 (D.M. 14/01/2008) si considerano i carichi mobili da traffico $q_{1,k}$ (mezzo convenzionale a due assi disposti come indicato nello schema in figura)



Altezza Soletta superiore	0.80 m
Altezza ricoprimento	0.60 m
Larghezza di una corsia convenzionale	3.00 m

Si considerano le corsie convenzionali di carico sopra descritte.

Sulla soletta superiore, dato il ridotto spessore di ricoprimento, il carico Q_{1k} è considerato applicato direttamente su di essa con le forze concentrate posizionate per simulare le situazioni più gravose. L'intensità di tali forze è stata ottenuta considerando che la fascia di soletta di calcolo ha larghezza, come detto, di 1.00m e che in pianta le forze concentrate hanno distanza, lungo lo stesso asse, di 2.00m ed infine l'ingombro totale del mezzo nella stessa direzione è pari a 3.00m. Ma a vantaggio di sicurezza si è considerata la fascia di scatolare più sfavorita sulla quale agisce direttamente l'impronta del mezzo pesante trascurando l'effetto piastra che la stessa fascia ha con quelle adiacenti ad essa e che con essa collaborano ripartendo parte del carico.

L'intensità di ciascun carico concentrato, applicata direttamente al piano campagna, è stata considerata pari a 150 kN; è stato inoltre applicato a un carico distribuito $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$.

- CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO IN FONDAZIONE

In fondazione si considera un numero intero di corsie convenzionali di carico compatibili con la larghezza dell'opera.

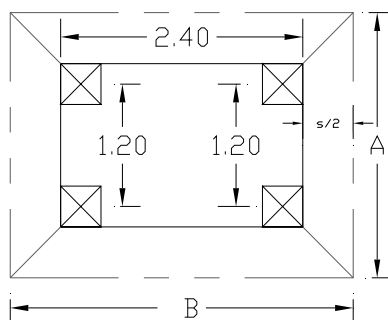
I due assi dei carichi concentrati $q_{i,a}$ si assumono posti al di sopra della pavimentazione stradale e la loro diffusione si considera avvenire secondo un angolo di 30° nel letto di fondazione e di 45° nello spessore medio della fondazione.

$$B = 5.00 \text{ m}$$

$$w_{\text{corsia}} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Spessore fondazione } s = 0.80 \text{ m}$$

$$\text{Spessore letto di fondazione } h = 0.50 \text{ m}$$



Si ottiene:

$$A = 1.2 + 0.4 + 2 (s/2 \times \text{tg}45 + h \times \text{tg}30) = 2.98 \text{ m}$$

$$B = 2.0 + 0.4 + 2 (s/2 \times \text{tg}45 + h \times \text{tg}30) = 3.78 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q_i}{A * B} + q_i \text{ kN/m}^2 \text{ relativamente alla } i\text{-esima corsia di carico.}$$

Considerando una sola corsia, si ha :

CARICHI MOBILI SULLA FONDAZIONE					
Schemma di carico 1		Q_i [kN]	q_i [kN/m ²]		
	corsia 1	300	9		
	corsia 2	200	2.5		
	corsia 3	100	2.5		
Larghezza corsia convenzionale	w [m] =	3			
Spessore terreno ricoprimento	hr [m] =	0.5			
Spessore soletta scatolare	s [m] =	0.8			
	s/2 [m] =	0.4			
Angolo di diffusione carico terreno	α [°] =	30	0.5236	radianti	
Angolo di diffusione carico soletta	β [°] =	45	0.7854	radianti	
Larghezza trasversale	B [m] =	3.78			
Larghezza longitudinale	A [m]=	2.98			
		Area [m ²]	Li [m]	Q* [kN/m ²]	
Lunghezza di sovrapposizione	corsia 1	11.25	3.78	62.35	
	corsia 2	11.25	0.78	-	
	corsia 3	11.25	-2.22	-	

ricapitolando:

$$Q_1 = 62.35 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{rimanente}} = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

Ai fini del dimensionamento, in via cautelativa, verrà trascurata la presenza del carico mobile sulla soletta inferiore.

8.1.3. Forza di frenamento

Considerando che la fascia di soletta di calcolo ha la larghezza di 1.00m e che in pianta le forze concentrate hanno distanza, lungo lo stesso asse, di 2.00m, è stata determinata la forza di frenamento in funzione di un solo asse del carico verticale agente sulla corsia convenzionale n.1:

$$q_3 = 0.6 (Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L$$

per $L=6.60\text{m}$, **Fa = 198 kN**

8.1.4. Azioni sismiche

Le azioni sismiche vengono valutate in base alle accelerazioni massime attese in superficie.

Si fanno le seguenti assunzioni:

Comune di Tarquinia

Vita nominale opera 50 anni

Classe d'uso opera IV

Categoria sottosuolo C

Categoria topografica T1

Comune di Tarquinia	Latitudine	Lat.	11.7562	°
	Longitudine	Lon.	42.249	°
Vita nominale opera			50	anni
Classe d'uso			IV	
Coefficiente d'uso			2	
Periodo di riferimento			100	anni
PARAMETRI SPETTRI DI RISPOSTA	SLO	P _{VR}	81	%
	SLD		63	
	SLV		10	
	SLC		5	
	SLO	T _R	60	anni
	SLD		101	
	SLV		949	
	SLC		1950	
	SLO	ag/g	0.040	
	SLD		0.048	
	SLV		0.095	
	SLC		0.114	
	SLO	F ₀	2.594	
	SLD		2.586	
	SLV		2.699	
	SLC		2.750	
	SLO	T* _C	0.252	sec
	SLD		0.269	
	SLV		0.309	
	SLC		0.318	

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno, valutato con la formula di **Wood**, può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2$$

$$\alpha = a_g/g * S_s * \beta_m * S_t$$

H è l'altezza sulla quale agisce la spinta; il punto di applicazione va preso a metà altezza.

Oltre a questo incremento di spinta bisogna tenere conto delle forze orizzontali d'inerzia F_i delle masse strutturali, includendo in esse anche la massa del terreno stabilizzante a tergo del paramento:

$$F_i = k \cdot W$$

dove:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

con

$$a_{max} = \text{accelerazione orizzontale massima attesa al sito} = S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g$$

g = accelerazione di gravità.

Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

8.2. Dati di input

Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	6.10	[m]
Larghezza esterna	6.60	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.80	[m]
Spessore piedritto destro	0.80	[m]
Spessore fondazione	0.80	[m]
Spessore traverso	0.80	[m]

8.3. Carichi applicati e sollecitazioni

8.3.1. 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 (Pacchetto stradale)

Distr	Terreno	$X_i = -5.00$	$X_f = 11.60$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{nf} = 5.00$		
Distr	Fondaz.	$X_i = 0.80$	$X_f = 5.80$	$V_{ni} = 13.00$	$V_{nf} = 13.00$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$

Condizione di carico n° 8 (Carico mobile superiore Mmax)

Distr	Terreno	$X_i = -5.00$	$X_f = 11.60$	$V_{ni} = 9.00$	$V_{nf} = 9.00$
Conc	Terreno	$X = 2.70$	$F_y = 150.00$		
Conc	Terreno	$X = 3.90$	$F_y = 150.00$		

Condizione di carico n° 9 (Carico mobile superiore Tmax)

Conc	Terreno	$X = 0.80$	$F_y = 150.00$		
Conc	Terreno	$X = 2.00$	$F_y = 150.00$		
Distr	Terreno	$X_i = 0.80$	$X_f = 11.60$	$V_{ni} = 9.00$	$V_{nf} = 9.00$

Condizione di carico n° 10 (Frenatura + Mmax)

Conc	Traverso	$X = 3.30$	$F_y = 0.00$	$F_x = 198.00$	$M = 0.00$
------	----------	------------	--------------	----------------	------------

Condizione di carico n° 11 (Frenatura - Mmax)

Conc	Traverso	$X = 3.30$	$F_y = 0.00$	$F_x = -198.00$	$M = 0.00$
------	----------	------------	--------------	-----------------	------------

Condizione di carico n° 12 (Frenatura Tmax)

Conc	Traverso	$X = 1.40$	$F_y = 0.00$	$F_x = -198.00$	$M = 0.00$
------	----------	------------	--------------	-----------------	------------

8.4. Combinazione delle azioni

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Simbologia adottata

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

Norme Tecniche 2008

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 statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30

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 sismiche

Coefficienti 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_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	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	1.25
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

Coeff. di combinazione $\Psi_0 = 0.75$ $\Psi_1 = 0.75$ $\Psi_2 = 0.00$

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	1.00	1.50
Frenatura +_Mmax	1.50	0.75	1.12
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	1.00	1.50
Frenatura -_Mmax	1.50	0.75	1.12
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Tmax	1.50	1.00	1.50
Frenatura _Tmax	1.50	0.75	1.12
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	0.75	1.12
Frenatura +_Mmax	1.50	1.00	1.50
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	0.75	1.12
Frenatura -_Mmax	1.50	1.00	1.50
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Tmax	1.50	0.75	1.12
Frenatura _Tmax	1.50	1.00	1.50
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Le spinte in condizioni sismiche sono state analizzate, a favore di sicurezza, considerando la presenza del terreno dapprima solo sul lato sinistro e successivamente solo sul lato destro. Mentre le forze di inerzia, legate ai pesi strutturali, sono comunque applicate ai baricentri degli stessi.

Combinazione n° 8 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 18 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Tmax	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 19 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura +_Mmax	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 20 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura -_Mmax	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 21 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura _Tmax	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 22 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Tmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura +_Mmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura -_Mmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura _Tmax	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 23 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Tmax	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura +_Mmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura -_Mmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura _Tmax	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 24 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura +_Mmax	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	0.75	0.75
Carico mobile_superiore_Tmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura -_Mmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura -_Tmax	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 25 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura -_Mmax	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	0.75	0.75
Carico mobile_superiore_Tmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura +_Mmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura -_Tmax	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 26 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura -_Tmax	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	0.75	0.75
Carico mobile_superiore_Tmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura +_Mmax	1.00	0.75	0.75
Frenatura -_Mmax	1.00	0.75	0.75

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

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 28 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 29 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 30 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Le spinte nelle diverse combinazioni sono state valutate secondo quanto in seguito descritto :

Pressione in calotta
Spinta sui piedritti

Pressione geostatica
a Riposo [combinazione 1]
a Riposo [combinazione 2]
a Riposo [combinazione 3]
a Riposo [combinazione 4]
a Riposo [combinazione 5]
a Riposo [combinazione 6]
a Riposo [combinazione 7]
Attiva [combinazione 8]
Attiva [combinazione 9]
Attiva [combinazione 10]
Attiva [combinazione 11]
Attiva [combinazione 12]
Attiva [combinazione 13]
Attiva [combinazione 14]
Attiva [combinazione 15]
a Riposo [combinazione 16]
a Riposo [combinazione 17]
a Riposo [combinazione 18]
a Riposo [combinazione 19]
a Riposo [combinazione 20]

a Riposo [combinazione 21]
a Riposo [combinazione 22]
a Riposo [combinazione 23]
a Riposo [combinazione 24]
a Riposo [combinazione 25]
a Riposo [combinazione 26]
a Riposo [combinazione 27]
a Riposo [combinazione 28]
a Riposo [combinazione 29]
a Riposo [combinazione 30]

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$ 0.93 [m/s²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00
Coefficiente riduzione (β_m) 0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento) $k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 2.56$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento) $k_v = 0.50 * k_h = 1.28$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$ 0.47 [m/s²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00
Coefficiente riduzione (β_m) 0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento) $k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 1.30$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento) $k_v = 0.50 * k_h = 0.65$
Forma diagramma incremento sismico Rettangolare

Spinta sismica Wood

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0153900
Angolo diffusione sovraccarico 35.00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.426	0.000
2	0.426	0.000
3	0.426	0.000
4	0.426	0.000
5	0.426	0.000
6	0.426	0.000
7	0.426	0.000
8	0.244	0.296
9	0.244	0.296
10	0.244	0.296
11	0.244	0.296
12	0.244	0.296
13	0.244	0.296
14	0.244	0.296
15	0.244	0.296
16	0.426	0.000

17	0.426	0.000
18	0.426	0.000
19	0.426	0.000
20	0.426	0.000
21	0.426	0.000
22	0.426	0.000
23	0.426	0.000
24	0.426	0.000
25	0.426	0.000
26	0.426	0.000
27	0.426	0.452
28	0.426	0.452
29	0.426	0.452
30	0.426	0.452

8.4.1. Inviluppo sollecitazioni

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.40	-463.54	-96.92	-730.60	-169.11	67.77	224.37
1.86	-9.40	370.00	-304.21	-62.94	68.52	224.37
3.30	131.77	426.93	-100.22	157.78	69.26	224.37
4.74	-9.40	338.40	76.05	321.88	68.52	224.37
6.20	-463.55	-97.29	168.71	592.38	67.77	224.37

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.40	-510.37	28.81	64.67	606.31	15.26	317.02
1.93	-25.09	310.34	9.35	370.76	-0.02	317.02
3.30	63.92	459.56	-80.39	80.39	12.03	317.02
4.69	-26.52	305.34	-372.01	-10.07	12.03	317.02
6.20	-510.37	28.81	-466.19	-64.67	12.03	317.02

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.40	-463.54	-96.92	62.48	229.49	170.67	749.41
3.05	-129.86	41.29	-69.64	66.33	117.67	677.86
5.70	-510.37	28.81	-290.54	-15.26	64.67	606.31

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.40	-463.55	-97.29	-236.93	-62.48	170.67	609.29
3.05	-129.86	41.29	-74.04	69.64	117.67	537.74
5.70	-510.37	28.81	12.03	290.54	64.67	466.19

8.5. Verifiche

Le verifiche degli elementi strutturali che compongono lo scatolare, sono state eseguite mediante il metodo degli Stati Limite.

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

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

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

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot (\operatorname{ctg}(\theta) + \operatorname{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \operatorname{ctg} \theta^{1/2})$$

con:

d altezza utile sezione [mm]

b_w larghezza minima sezione [mm]

σ_{cp} tensione media di compressione [N/mm²]

ρ_l rapporto geometrico di armatura

A_{sw} area armatura trasversale [mm²]

S interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]

α_c coefficiente maggiorativo, funzione di f_{cd} 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

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente moderatamente 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) $0.80 f_{yk}$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w1=0.20$ $w2=0.30$ $w3=0.40$

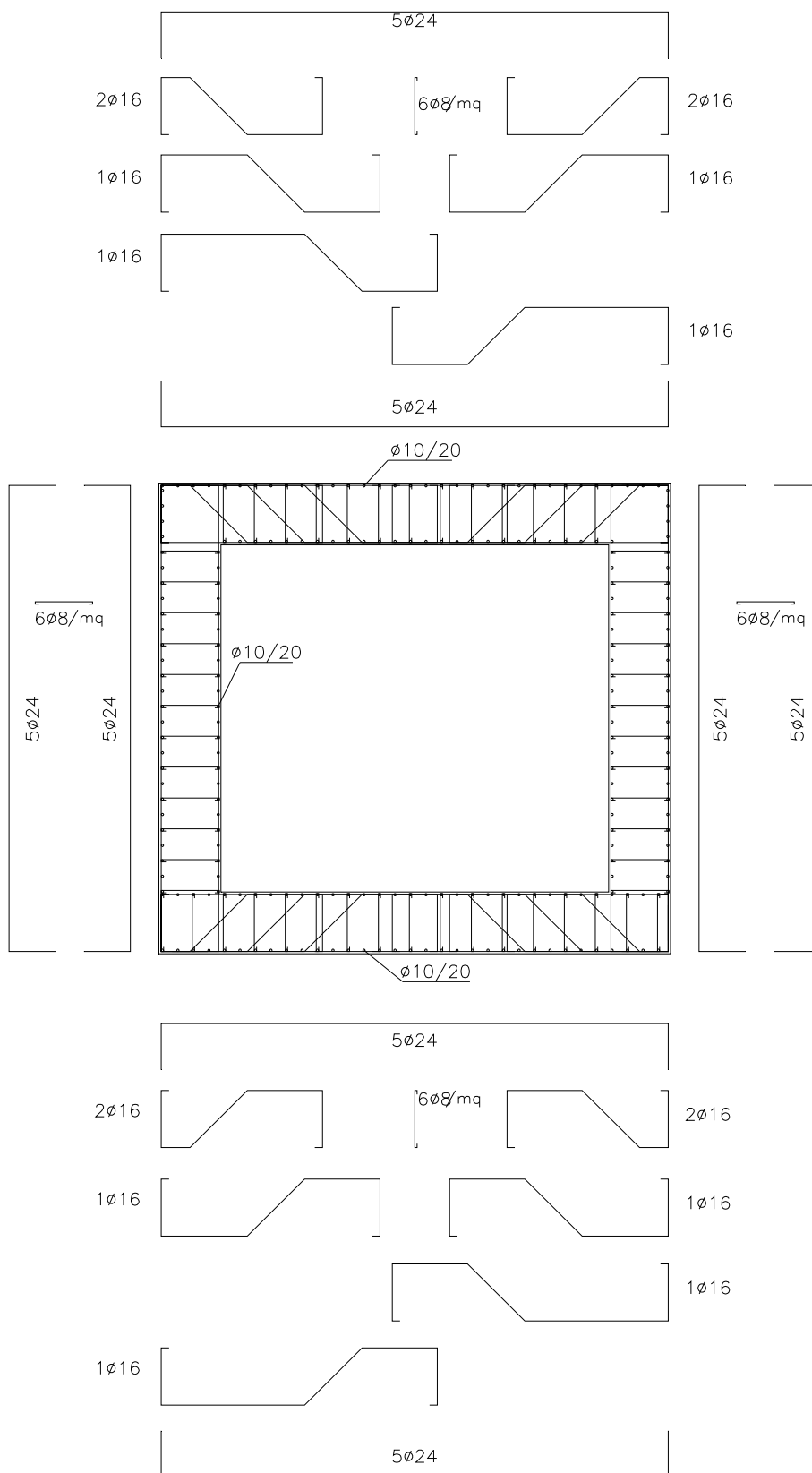
Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Copriferro sezioni 3.00 [cm]

8.6. Verifica elementi strutturali

Si riporta di seguito la distinta delle armature per l'opera in oggetto:



N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
A_{fi}	Area armatura inferiore, espresse in mq
A_{fs}	Area armatura superiore, espresse in mq
CS	Coeff. di sicurezza sezione
V_{Rd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espressa in kN
V_{Rcd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espressa in kN
V_{Rsd}	Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espressa in kN
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in mq

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.8000$ m

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.40	0.003066	0.001810	2.15
1.86	0.002463	0.002212	1.63
3.30	0.002262	0.002212	1.63
4.74	0.002463	0.002212	1.64
6.20	0.003066	0.001810	2.15

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.40	316.15	6469.47	2851.89	0.000402
1.86	301.30	1345.65	2851.89	0.000201
3.30	295.27	0.00	0.00	0.000000
4.74	301.30	1345.65	2851.89	0.000201
6.20	316.15	5175.57	2851.89	0.000402

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.8000$ m

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.40	0.002262	0.003066	2.09
1.93	0.002865	0.002262	1.74
3.30	0.002664	0.002262	1.62
4.69	0.002865	0.002262	1.74
6.20	0.002262	0.003066	2.09

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.40	293.53	3881.68	2819.13	0.000402
1.93	325.69	739.37	2865.71	0.000201
3.30	297.01	0.00	0.00	0.000000
4.69	325.69	699.46	2865.71	0.000201
6.20	325.69	2587.79	2865.71	0.000402

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.8000$ m

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.40	0.002664	0.002262	1.95
3.05	0.002262	0.002262	11.23
5.70	0.002664	0.002262	1.73

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.40	328.51	0.00	0.00	0.000000
3.05	318.18	0.00	0.00	0.000000
5.70	307.85	0.00	0.00	0.000000

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.8000$ m

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.40	0.002664	0.002262	1.86
3.05	0.002262	0.002262	11.23
5.70	0.002664	0.002262	1.73

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.40	328.51	0.00	0.00	0.000000
3.05	318.18	0.00	0.00	0.000000
5.70	307.85	0.00	0.00	0.000000

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
A_{fi}	Area armatura inferiore, espressa in mq
A_{fs}	Area armatura superiore, espressa in mq
σ_{fi}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espresse in kPa
σ_{fs}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in kPa
σ_c	Tensione nel calcestruzzo, espresse in kPa
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresse in kPa
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in mq

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.8000$ m

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.40	0.003066	0.002262	3240	107510	42518
1.86	0.002463	0.002664	3913	50616	148703
3.30	0.002262	0.002664	4903	63186	192359
4.74	0.002463	0.002664	1811	23791	59580
6.20	0.003066	0.002262	4231	147743	55243

X	τ_c	A_{sw}
0.40	-971	0.000402
1.86	-312	0.000201
3.30	164	0.000000
4.74	442	0.000201
6.20	609	0.000402

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.8000$ m

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.40	0.002262	0.003066	4604	60442	151998
1.93	0.002865	0.002262	2541	103445	32595
3.30	0.002664	0.002262	4579	201550	58149
4.69	0.002865	0.002262	2618	106452	33591
6.20	0.002262	0.003066	2395	31754	71018

X	τ_c	A_{sw}
0.40	832	0.000402
1.93	438	0.000201
3.30	61	0.000000
4.69	-336	0.000201
6.20	-454	0.000402

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.8000$ m

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.40	0.002664	0.002262	3600	49553	110083
3.05	0.002262	0.002262	1594	22836	8018
5.70	0.002664	0.002262	5097	67533	152379

Y	τ_c	A_{sw}
0.40	234	0.000000
3.05	61	0.000000
5.70	-310	0.000000

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.8000$ m

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.40	0.002664	0.002262	4688	61289	161412
3.05	0.002262	0.002262	1690	23492	22171
5.70	0.002664	0.002262	2546	32921	97029

Y	τ_c	A_{sw}
0.40	-260	0.000000
3.05	-66	0.000000
5.70	230	0.000000

8.7. 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° 16 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0.40	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	152.79	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.86	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-71.47	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.30	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-144.20	0.00	0.20	0.00	0.000
4	4.74	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-71.47	0.00	0.20	0.00	0.000
5	6.20	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	152.79	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 16 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0.40	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-74.65	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.93	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	43.46	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.30	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	77.40	0.00	0.20	0.00	0.000
4	4.69	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	42.47	0.00	0.20	0.00	0.000
5	6.20	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-74.65	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 16 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-152.79	0.00	0.20	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-2.62	0.00	0.20	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-74.65	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 16 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-152.79	0.00	0.20	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-2.62	0.00	0.20	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-74.65	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0.40	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	215.97	0.03	0.30	100.01	0.016
2	1.86	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-150.22	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.30	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-269.01	0.07	0.30	111.13	0.038
4	4.74	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-150.22	0.00	0.30	0.00	0.000
5	6.20	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	215.97	0.03	0.30	100.01	0.016

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-173.96	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.93	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	137.25	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.30	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	263.86	0.08	0.30	111.13	0.042
4	4.69	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	133.83	0.00	0.30	0.00	0.000
5	6.20	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-173.96	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-73.70	0.00	0.30	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-173.96	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-73.69	0.00	0.30	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-173.96	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 18 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	244.60	0.04	0.30	100.01	0.025
2	1.86	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-165.41	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.30	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-259.42	0.07	0.30	111.13	0.034
4	4.74	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-116.99	0.00	0.30	0.00	0.000
5	6.20	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	201.64	0.02	0.30	100.01	0.010

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 18 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-127.51	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.93	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	159.82	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.30	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	161.83	0.00	0.30	0.00	0.000
4	4.69	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	66.17	0.00	0.30	0.00	0.000
5	6.20	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-130.62	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 18 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-65.21	0.00	0.30	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-127.51	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 18 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-45.05	0.00	0.30	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-130.62	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 19 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	233.69	0.03	0.30	100.01	0.020
2	1.86	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	9.40	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.30	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-131.77	0.00	0.30	0.00	0.000
4	4.74	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-127.25	0.00	0.30	0.00	0.000
5	6.20	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	97.29	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 19 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	28.81	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.93	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	85.43	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.30	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	64.29	0.00	0.30	0.00	0.000
4	4.69	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	-26.52	0.00	0.30	0.00	0.000
5	6.20	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-204.32	0.01	0.30	100.01	0.007

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 19 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-233.69	0.05	0.30	129.58	0.023
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	8.52	0.00	0.30	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	28.81	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 19 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-97.29	0.00	0.30	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	41.29	0.00	0.30	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-204.32	0.03	0.30	129.58	0.013

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 20 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	97.29	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.86	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-127.25	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.30	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-131.77	0.00	0.30	0.00	0.000
4	4.74	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	9.40	0.00	0.30	0.00	0.000
5	6.20	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	233.70	0.03	0.30	100.01	0.020

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 20 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-204.32	0.01	0.30	100.01	0.007
2	1.93	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	-24.72	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.30	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	64.29	0.00	0.30	0.00	0.000
4	4.69	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	85.23	0.00	0.30	0.00	0.000
5	6.20	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	28.81	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 20 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-97.29	0.00	0.30	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	41.29	0.00	0.30	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-204.32	0.03	0.30	129.58	0.013

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 20 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-233.70	0.05	0.30	129.58	0.023
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	8.52	0.00	0.30	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	28.81	0.00	0.30	0.00	0.000

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	96.92	0.00	0.30	0.00	0.000
2	1.86	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-127.62	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.30	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-132.13	0.00	0.30	0.00	0.000
4	4.74	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	9.02	0.00	0.30	0.00	0.000
5	6.20	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	233.32	0.03	0.30	100.01	0.020

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-204.69	0.01	0.30	100.01	0.007
2	1.93	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	-25.09	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.30	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	63.92	0.00	0.30	0.00	0.000
4	4.69	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	84.86	0.00	0.30	0.00	0.000
5	6.20	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	28.43	0.00	0.30	0.00	0.000

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-96.92	0.00	0.30	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	41.29	0.00	0.30	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-204.69	0.03	0.30	129.58	0.013

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-233.32	0.05	0.30	129.58	0.023
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	8.52	0.00	0.30	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	28.43	0.00	0.30	0.00	0.000

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	272.44	0.05	100.00	100.01	0.031
2	1.86	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-327.10	0.10	100.00	111.13	0.053
3	3.30	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-414.27	0.15	100.00	111.13	0.079
4	4.74	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-141.94	0.00	100.00	0.00	0.000
5	6.20	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	365.92	0.10	100.00	100.01	0.057

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-389.81	0.10	100.00	100.01	0.060
2	1.93	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	216.57	0.05	100.00	104.97	0.026
3	3.30	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	397.31	0.16	100.00	111.13	0.084
4	4.69	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	230.82	0.06	100.00	104.97	0.031
5	6.20	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-159.41	0.00	100.00	0.00	0.000

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-116.73	0.00	100.00	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-389.81	0.10	100.00	129.58	0.045

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-365.92	0.11	100.00	129.58	0.049
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-129.50	0.00	100.00	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-159.41	0.00	100.00	0.00	0.000

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	281.86	0.06	100.00	100.01	0.034
2	1.86	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-332.28	0.11	100.00	111.13	0.055
3	3.30	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-411.13	0.15	100.00	111.13	0.078
4	4.74	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-130.87	0.00	100.00	0.00	0.000
5	6.20	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	361.14	0.10	100.00	100.01	0.055

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-374.37	0.10	100.00	100.01	0.056
2	1.93	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	224.08	0.05	100.00	104.97	0.029
3	3.30	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	363.31	0.14	100.00	111.13	0.075
4	4.69	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	208.30	0.04	100.00	104.97	0.024
5	6.20	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-144.90	0.00	100.00	0.00	0.000

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-113.92	0.00	100.00	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-374.37	0.08	100.00	129.58	0.036

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-361.14	0.11	100.00	129.58	0.050
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-119.94	0.00	100.00	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-144.90	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 24 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	269.90	0.05	100.00	100.01	0.031
2	1.86	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-282.24	0.08	100.00	111.13	0.040
3	3.30	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-376.78	0.13	100.00	111.13	0.069
4	4.74	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-142.60	0.00	100.00	0.00	0.000
5	6.20	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	317.94	0.08	100.00	100.01	0.045

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 24 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-313.51	0.07	100.00	100.01	0.043
2	1.93	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	208.00	0.05	100.00	104.97	0.028
3	3.30	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	339.49	0.13	100.00	111.13	0.067
4	4.69	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	186.07	0.00	100.00	0.00	0.000
5	6.20	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-160.83	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 24 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-107.61	0.00	100.00	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-313.51	0.05	100.00	129.58	0.020

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 24 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-317.94	0.07	100.00	129.58	0.033
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-109.43	0.00	100.00	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-160.83	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 25 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	232.91	0.03	100.00	100.01	0.018
2	1.86	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-319.41	0.10	100.00	111.13	0.050
3	3.30	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-368.47	0.13	100.00	111.13	0.065
4	4.74	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-88.66	0.00	100.00	0.00	0.000
5	6.20	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	371.91	0.10	100.00	100.01	0.058

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 25 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-399.98	0.10	100.00	100.01	0.060
2	1.93	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	162.53	0.00	100.00	0.00	0.000
3	3.30	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	330.73	0.13	100.00	111.13	0.066
4	4.69	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	214.56	0.05	100.00	104.97	0.027
5	6.20	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-91.89	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 25 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-78.29	0.00	100.00	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-399.98	0.12	100.00	129.58	0.052

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 25 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-371.91	0.13	100.00	129.58	0.057
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-101.94	0.00	100.00	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-91.89	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 26 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	232.79	0.03	100.00	100.01	0.018
2	1.86	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-319.53	0.10	100.00	111.13	0.050
3	3.30	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-368.59	0.13	100.00	111.13	0.065
4	4.74	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-88.79	0.00	100.00	0.00	0.000
5	6.20	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	371.79	0.10	100.00	100.01	0.058

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 26 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-400.10	0.10	100.00	100.01	0.060
2	1.93	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	162.41	0.00	100.00	0.00	0.000
3	3.30	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	330.61	0.13	100.00	111.13	0.066
4	4.69	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	214.43	0.05	100.00	104.97	0.027
5	6.20	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-92.01	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 26 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-78.29	0.00	100.00	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-400.10	0.12	100.00	129.58	0.052

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 26 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-371.79	0.13	100.00	129.58	0.057
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-101.94	0.00	100.00	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-92.01	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 27 - 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	0.40	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	156.42	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.86	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-69.09	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.30	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-142.75	0.00	0.20	0.00	0.000
4	4.74	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-70.16	0.00	0.20	0.00	0.000
5	6.20	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	155.22	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 27 - 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	0.40	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-76.48	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.93	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	41.70	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.30	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	75.44	0.00	0.20	0.00	0.000
4	4.69	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	40.06	0.00	0.20	0.00	0.000
5	6.20	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-77.82	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 27 - 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	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-156.42	0.00	0.20	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	2.17	0.00	0.20	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-76.48	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 27 - 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	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-155.22	0.00	0.20	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	2.13	0.00	0.20	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-77.82	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 28 - 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	0.40	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	155.20	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.86	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-68.01	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.30	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-140.92	0.00	0.20	0.00	0.000
4	4.74	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-69.08	0.00	0.20	0.00	0.000
5	6.20	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	154.00	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 28 - 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	0.40	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-76.26	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.93	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	41.08	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.30	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	74.58	0.00	0.20	0.00	0.000
4	4.69	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	39.44	0.00	0.20	0.00	0.000
5	6.20	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-77.60	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 28 - 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	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-155.20	0.00	0.20	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	2.89	0.00	0.20	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-76.26	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 28 - 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	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-154.00	0.00	0.20	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	2.85	0.00	0.20	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-77.60	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 29 - 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	0.40	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	155.22	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.86	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-70.16	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.30	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-142.75	0.00	0.20	0.00	0.000
4	4.74	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-69.09	0.00	0.20	0.00	0.000
5	6.20	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	156.42	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 29 - 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	0.40	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-77.82	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.93	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	41.06	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.30	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	75.44	0.00	0.20	0.00	0.000
4	4.69	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	40.71	0.00	0.20	0.00	0.000
5	6.20	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-76.48	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 29 - 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	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-155.22	0.00	0.20	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	2.12	0.00	0.20	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-77.82	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 29 - 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	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-156.42	0.00	0.20	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	2.17	0.00	0.20	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-76.48	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 30 - 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	0.40	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	154.00	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.86	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-69.08	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.30	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-140.92	0.00	0.20	0.00	0.000
4	4.74	0.002463	0.002664	193.25	-194.58	-68.01	0.00	0.20	0.00	0.000
5	6.20	0.003066	0.002262	197.61	-192.31	155.20	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 30 - 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	0.40	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-77.60	0.00	0.20	0.00	0.000
2	1.93	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	40.44	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.30	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	74.58	0.00	0.20	0.00	0.000
4	4.69	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	40.09	0.00	0.20	0.00	0.000
5	6.20	0.002262	0.003066	192.31	-197.61	-76.25	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 30 - 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	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-154.00	0.00	0.20	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	2.84	0.00	0.20	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-77.60	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 30 - 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	0.40	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-155.20	0.00	0.20	0.00	0.000
2	3.05	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	2.89	0.00	0.20	0.00	0.000
3	5.70	0.002664	0.002262	194.17	-191.52	-76.25	0.00	0.20	0.00	0.000

8.8. Verifiche del terreno

Per la struttura scatolare in oggetto si considera una fondazione di larghezza pari a 6.60 m e lunghezza unitaria, l'approfondimento è di circa 1.00 m sotto il p.c.

Sulla base delle caratteristiche di terreno sopra descritte e delle dimensioni in pianta della fondazione, seguiranno i calcoli della capacità portante condotti secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3). Tale approccio prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nello specifico la combinazione in oggetto prevede i seguenti coefficienti:

A1 : coefficienti secondo Tab. 6.2.I

M1 : coefficienti secondo Tab. 6.2.II

R3 : $\gamma_R = 2.3$, secondo Tab. 6.4.I

8.8.1. Calcolo della capacità portante della fondazione

La capacità portante limite viene calcolata con la formula di MEYERHOF:

$$Q_{lim} = \sigma'_{vo} N_q s_q d_q i_q + c' N_c s_c d_c i_c + 0,5 \gamma'_c D' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

nella quale:

$N_q N_c N_\gamma$ = fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di attrito del terreno (ϕ')

$s_q s_c s_\gamma$ = fattori di forma, funzioni di ϕ' e di L'/B' dimensioni ridotte della fondazione

$d_q d_c d_\gamma$ = fattori di profondità, funzioni di ϕ' e di h_i / B' , dove h_i è l'approfondimento della fondazione ($h_i < B'$)

$i_q i_c i_\gamma$ = fattori di inclinazione della risultante dei carichi, funzioni di T/N , dove T ed N sono rispettivamente i carichi orizzontale e verticale, e di ϕ' e c' :

σ'_{vo} = pressione verticale efficace alla quota di imposta fondazione

c' = coesione del terreno di fondazione

γ = peso di volume naturale del terreno

γ' = peso di volume immerso del terreno

z_w = profondità falda sotto piano imposta fondazione

γ'_c = peso di volume di calcolo del terreno

D' = dimensione caratteristica della fondazione (B' o L')

Nei calcoli si fa riferimento all'area equivalente effettiva della fondazione, di dimensioni ridotte (Meyerhof, 1953):

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

B, L = dimensioni della fondazione

e_B, e_L = eccentricità del carico verticale N sui due lati della fondazione

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	2.00
Angolo di attrito interno	(φ)	°	25.00
Coesione	(c')	t/m ²	1.50
Kp			2.46391
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	1.90

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	6.60
Lunghezza fondazione	L	m	1.00
Eccentricità larghezza	e_x	m	0.000
Eccentricità lunghezza	e_y	m	0.000
Approfondimento	D	m	1.00
Inclinazione carico	i	°	0.00
Larghezza ridotta	B'	m	6.60
Lunghezza ridotta	L'	m	1.00

Coefficienti di fondazione		
Nq	10.6621	$e^{(\pi \cdot \tan \varphi)} \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$
N_γ	6.7655	$(N_q - 1) \tan(1.4 \varphi)$
Nc	20.7205	$(N_q - 1) \cot(\varphi)$

Fattori di forma		
S_c	4.2524	$1 + 0.2 \cdot K_p (B/L)$
$S_q = S_\gamma$	2.6262	$1 + 0.1 \cdot K_p (B/L)$

Fattori di profondità		
d_c	1.0476	$1 + 0.2 K_p^{1/2} \cdot D/B$
$d_q = d_\gamma$	1.0238	$1 + 0.1 K_p^{1/2} \cdot D/B$

Fattori di inclinazione del carico		
$i_q = i_c$	1.0000	$(1 - i^\circ/90)^\zeta$
i_γ	1.0000	$(1 - i^\circ/\varphi)^\zeta$

Calcolo del carico limite

54.4666	$\gamma_r \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$
120.0540	$0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$
138.4534	$c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c$

q_d	t/m²	312.9740	TOTALE
----------------------	------------------------	-----------------	---------------

8.8.2. Sollecitazione sul terreno

La tensione massima agente sul terreno di fondazione nelle diverse combinazioni riconducibili all'Approccio 2:

$$\sigma_{\text{tmax}} = 470 \text{ kPa} \quad (\text{combinazione 4})$$

Nel rispetto della Normativa deve verificarsi che: $\sigma_{\text{tmax}} \leq q_d / \gamma_R = 3130 / 2.3 = 1361 \text{ kPa}$

In definitiva:

$$470 \text{ kPa} < 1361 \text{ kPa}$$

La verifiche risultano soddisfatte.

9. SOTTOVIA 6.00x5.00

9.1. *Analisi dei carichi*

9.1.1. Carichi permanenti

Peso Proprio Elementi Strutturali:

I pesi degli elementi strutturali sono dedotte automaticamente dal programma in base al peso specifico del materiale calcestruzzo.

Carichi Permanenti agenti sulla soletta superiore:

Peso Specifico del Terreno $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$;

Angolo attrito interno Terreno $\phi = 35^\circ$

Spessore ricoprimento $h = 1.00 \text{ m}$

Peso Pacchetto Stradale $= 5.00 \text{ kN/ml}$

Carichi Permanenti agenti in fondazione :

Peso Pacchetto Stradale + letto di fondazione $= 13.00 \text{ kN/ml}$

Spinte Laterali Carichi Permanenti (spinta simmetrica, spinta asimmetrica, spinta idraulica):

Le spinte nel terreno sono valutate nelle diverse condizioni:

K_0 = coefficiente di spinta a riposo

K_s = coefficiente di spinta in condizioni sismiche

I valori dei coefficienti sono riportati nei paragrafi successivi.

La spinta 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 $P = \gamma H$.

Per i sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, presenti al piano campagna si considera una diffusione nel terreno secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 30° .

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

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

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

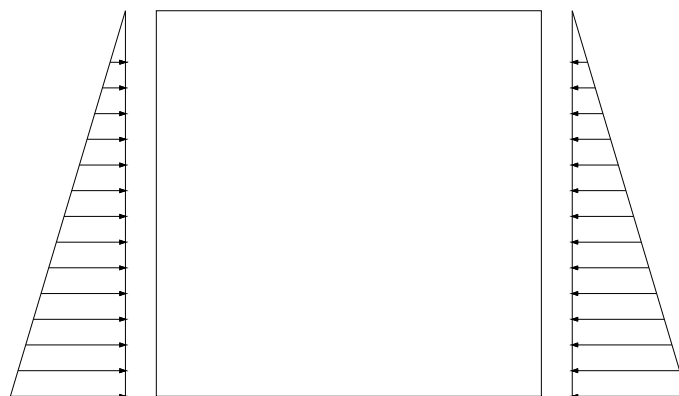
dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfilanco.

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

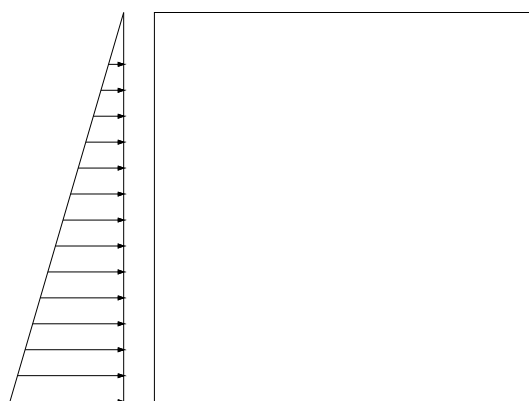
$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

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

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



Spinta simmetrica



Spinta asimmetrica

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

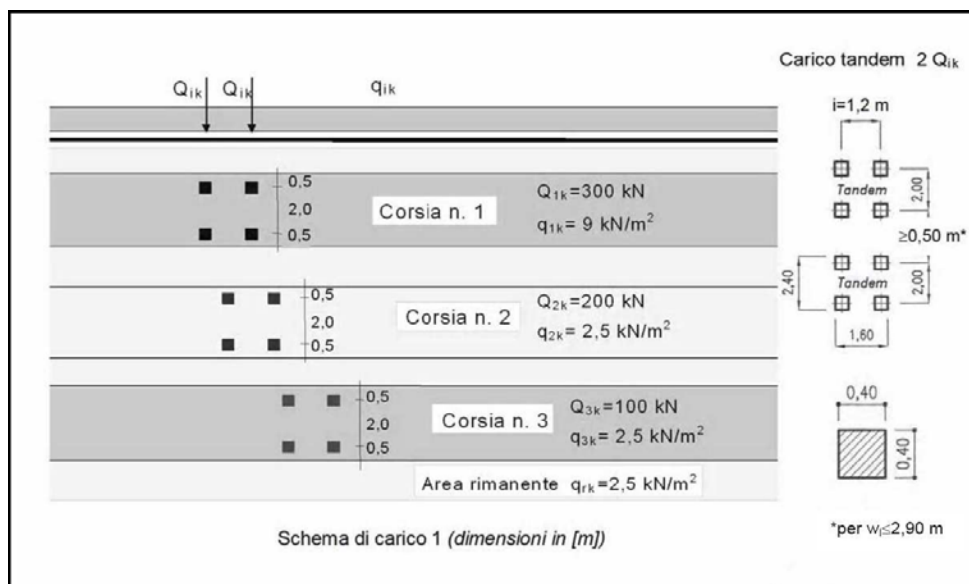
$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

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.

9.1.2. Carichi variabili da traffico

- CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO SULLA SOLETTA

Secondo quanto riportato nelle Norme Tecniche 2008 (D.M. 14/01/2008) si considerano i carichi mobili da traffico $q_{1,k}$ (mezzo convenzionale a due assi disposti come indicato nello schema in figura)



Altezza Soletta superiore	0.80 m
Altezza ricoprimento	1.00 m
Larghezza di una corsia convenzionale	3.00 m

Si considerano le corsie convenzionali di carico sopra descritte.

Sulla soletta superiore, dato il ridotto spessore di ricoprimento, il carico Q_{1k} è considerato applicato direttamente su di essa con le forze concentrate posizionate per simulare le situazioni più gravose. L'intensità di tali forze è stata ottenuta considerando che la fascia di soletta di calcolo ha larghezza, come detto, di 1.00m e che in pianta le forze concentrate hanno distanza, lungo lo stesso asse, di 2.00m ed infine l'ingombro totale del mezzo nella stessa direzione è pari a 3.00m. Ma a vantaggio di sicurezza si è considerata la fascia di scatolare più sfavorita sulla quale agisce direttamente l'impronta del mezzo pesante trascurando l'effetto piastra che la stessa fascia ha con quelle adiacenti ad essa e che con essa collaborano ripartendo parte del carico.

L'intensità di ciascun carico concentrato, applicata direttamente al piano campagna, è stata considerata pari a 150 kN; è stato inoltre applicato a un carico distribuito $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$.

- CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO IN FONDAZIONE

In fondazione si considera un numero intero di corsie convenzionali di carico compatibili con la larghezza dell'opera.

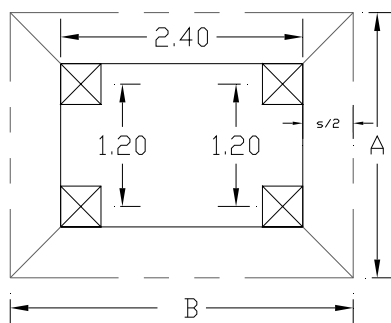
I due assi dei carichi concentrati $q_{i,a}$ si assumono posti al di sopra della pavimentazione stradale e la loro diffusione si considera avvenire secondo un angolo di 30° nel letto di fondazione e di 45° nello spessore medio della fondazione.

$$B = 6.00 \text{ m}$$

$$w_{\text{corsia}} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Spessore fondazione } s = 0.80 \text{ m}$$

$$\text{Spessore letto di fondazione } h = 0.50 \text{ m}$$



Si ottiene:

$$A = 1.2 + 0.4 + 2 (s/2 \times \text{tg}45 + h \times \text{tg}30) = 2.98 \text{ m}$$

$$B = 2.0 + 0.4 + 2 (s/2 \times \text{tg}45 + h \times \text{tg}30) = 3.78 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q_i}{A * B} + q_i \text{ kN/m}^2 \text{ relativamente alla } i\text{-esima corsia di carico.}$$

Considerando una sola corsia, si ha :

CARICHI MOBILI SULLA FONDAZIONE					
		Q_i [kN]	q_i [kN/m ²]		
Schemma di carico 1	corsia 1	300	9		
	corsia 2	200	2.5		
	corsia 3	100	2.5		
Larghezza corsia convenzionale	w [m] =	3			
Spessore terreno ricoprimento	hr [m] =	0.5			
Spessore soletta scatolare	s [m] =	0.8			
	s/2 [m] =	0.4			
Angolo di diffusione carico terreno	α [°] =	30	0.5236	radianti	
Angolo di diffusione carico soletta	β [°] =	45	0.7854	radianti	
Larghezza trasversale	B [m] =	3.78			
Larghezza longitudinale	A [m] =	2.98			
		Area [m ²]	Li [m]	Q^* [kN/m ²]	
Lunghezza di sovrapposizione	corsia 1	11.25	3.78	62.35	
	corsia 2	11.25	0.78	38.07	
	corsia 3	11.25	-2.22	-	

ricapitolando:

$$Q_1 = 62.35 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_2 = 38.07 \text{ kN/m}^2$$

Ai fini del dimensionamento, in via cautelativa, verrà trascurata la presenza del carico mobile sulla soletta inferiore.

9.1.3. Forza di frenamento

Considerando che la fascia di soletta di calcolo ha la larghezza di 1.00m e che in pianta le forze concentrate hanno distanza, lungo lo stesso asse, di 2.00m, è stata determinata la forza di frenamento in funzione di un solo asse del carico verticale agente sulla corsia convenzionale n.1:

$$q_3 = 0.6 (Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L$$

per $L=7.60\text{m}$, **Fa = 200 kN**

9.1.4. Azioni sismiche

Le azioni sismiche vengono valutate in base alle accelerazioni massime attese in superficie.

Si fanno le seguenti assunzioni:

Comune di Tarquinia

Vita nominale opera 50 anni

Classe d'uso opera IV

Categoria sottosuolo C

Categoria topografica T1

Comune di Tarquinia	Latitudine	Lat.	11.7562	°
	Longitudine	Lon.	42.249	°
Vita nominale opera			50	anni
Classe d'uso			IV	
Coefficiente d'uso			2	
Periodo di riferimento			100	anni
PARAMETRI SPETTRI DI RISPOSTA	SLO	P _{VR}	81	%
	SLD		63	
	SLV		10	
	SLC		5	
	SLO	T _R	60	anni
	SLD		101	
	SLV		949	
	SLC		1950	
	SLO	ag/g	0.040	
	SLD		0.048	
	SLV		0.095	
	SLC		0.114	
	SLO	F ₀	2.594	
	SLD		2.586	
	SLV		2.699	
	SLC		2.750	
	SLO	T* _C	0.252	sec
	SLD		0.269	
	SLV		0.309	
	SLC		0.318	

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno, valutato con la formula di **Wood**, può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2$$

$$\alpha = a_g/g * S_s * \beta_m * S_t$$

H è l'altezza sulla quale agisce la spinta; il punto di applicazione va preso a metà altezza.

Oltre a questo incremento di spinta bisogna tenere conto delle forze orizzontali d'inerzia F_i delle masse strutturali, includendo in esse anche la massa del terreno stabilizzante a tergo del paramento:

$$F_i = k \cdot W$$

dove:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

con

$$a_{max} = \text{accelerazione orizzontale massima attesa al sito} = S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g$$

g = accelerazione di gravità.

Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

9.2. Dati di input

Descrizione:

Scatolare semplice

Altezza esterna	6.60	[m]
Larghezza esterna	7.60	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.80	[m]
Spessore piedritto destro	0.80	[m]
Spessore fondazione	0.80	[m]
Spessore traverso	0.80	[m]

9.3. Carichi applicati e sollecitazioni

9.3.1. 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° 7 (Pacchetto stradale)

Distr	Terreno	$X_i = -5.00$	$X_f = 12.60$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{nf} = 5.00$		
Distr	Fondaz.	$X_i = 0.80$	$X_f = 6.80$	$V_{ni} = 13.00$	$V_{nf} = 13.00$	$V_{ti} = 0.00$	$V_{tf} = 0.00$

Condizione di carico n° 8 (Carico mobile superiore Mmax)

Distr	Terreno	$X_i = -5.00$	$X_f = 12.60$	$V_{ni} = 9.00$	$V_{nf} = 9.00$		
Conc	Terreno	$X = 3.20$	$F_y = 150.00$				
Conc	Terreno	$X = 4.40$	$F_y = 150.00$				

Condizione di carico n° 9 (Carico mobile superiore Tmax)

Conc	Terreno	$X = 0.80$	$F_y = 150.00$				
Conc	Terreno	$X = 2.00$	$F_y = 150.00$				
Distr	Terreno	$X_i = 0.80$	$X_f = 12.60$	$V_{ni} = 9.00$	$V_{nf} = 9.00$		

Condizione di carico n° 10 (Frenatura + Mmax)

Conc	Traverso	$X = 3.80$	$F_y = 0.00$	$F_x = 200.00$	$M = 0.00$		
------	----------	------------	--------------	----------------	------------	--	--

Condizione di carico n° 11 (Frenatura - Mmax)

Conc	Traverso	$X = 3.80$	$F_y = 0.00$	$F_x = -200.00$	$M = 0.00$		
------	----------	------------	--------------	-----------------	------------	--	--

Condizione di carico n° 12 (Frenatura Tmax)

Conc	Traverso	$X = 1.40$	$F_y = 0.00$	$F_x = -200.00$	$M = 0.00$		
------	----------	------------	--------------	-----------------	------------	--	--

9.4. Combinazione delle azioni

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Simbologia adottata

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

Norme Tecniche 2008

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 statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30

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 sismiche

Coefficienti 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_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	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	1.25
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

Coeff. di combinazione $\Psi_0 = 0.75$ $\Psi_1 = 0.75$ $\Psi_2 = 0.00$

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	1.00	1.50
Frenatura +_Mmax	1.50	0.75	1.12

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	1.00	1.50
Frenatura - _Mmax	1.50	0.75	1.12

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Tmax	1.50	1.00	1.50
Frenatura _Tmax	1.50	0.75	1.12

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	0.75	1.12
Frenatura + _Mmax	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Mmax	1.50	0.75	1.12
Frenatura - _Mmax	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Pacchetto stradale	1.50	1.00	1.50
Carico mobile_superiore_Tmax	1.50	0.75	1.12
Frenatura _Tmax	1.50	1.00	1.50

Le spinte in condizioni sismiche sono state analizzate, a favore di sicurezza, considerando la presenza del terreno dapprima solo sul lato sinistro e successivamente solo sul lato destro. Mentre le forze di inerzia, legate ai pesi strutturali, sono comunque applicate ai baricentri degli stessi.

Combinazione n° 8 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Mmax	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 18 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore_Tmax	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 19 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura +_Mmax	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 20 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura - $\underline{M}_{max}$	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 21 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura $\underline{T}_{max}$	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 22 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore $\underline{M}_{max}$	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore $\underline{T}_{max}$	1.00	0.75	0.75
Frenatura + $\underline{M}_{max}$	1.00	0.75	0.75
Frenatura - $\underline{M}_{max}$	1.00	0.75	0.75
Frenatura $\underline{T}_{max}$	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 23 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore $\underline{T}_{max}$	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore $\underline{M}_{max}$	1.00	0.75	0.75
Frenatura + $\underline{M}_{max}$	1.00	0.75	0.75
Frenatura - $\underline{M}_{max}$	1.00	0.75	0.75
Frenatura $\underline{T}_{max}$	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 24 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura + $\underline{M}_{max}$	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore $\underline{M}_{max}$	1.00	0.75	0.75
Carico mobile_superiore $\underline{T}_{max}$	1.00	0.75	0.75
Frenatura - $\underline{M}_{max}$	1.00	0.75	0.75
Frenatura $\underline{T}_{max}$	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 25 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura - $\bar{M}_{max}$	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore $\bar{M}_{max}$	1.00	0.75	0.75
Carico mobile_superiore $\bar{T}_{max}$	1.00	0.75	0.75
Frenatura + $\bar{M}_{max}$	1.00	0.75	0.75
Frenatura $\bar{T}_{max}$	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 26 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Frenatura $\bar{T}_{max}$	1.00	1.00	1.00
Carico mobile_superiore $\bar{M}_{max}$	1.00	0.75	0.75
Carico mobile_superiore $\bar{T}_{max}$	1.00	0.75	0.75
Frenatura + $\bar{M}_{max}$	1.00	0.75	0.75
Frenatura - $\bar{M}_{max}$	1.00	0.75	0.75

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

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 28 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 29 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 30 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Pacchetto stradale	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Le spinte nelle diverse combinazioni sono state valutate secondo quanto in seguito descritto :

Pressione in calotta

Spinta sui piedritti

Pressione geostatica

a Riposo [combinazione 1]
 a Riposo [combinazione 2]
 a Riposo [combinazione 3]
 a Riposo [combinazione 4]
 a Riposo [combinazione 5]
 a Riposo [combinazione 6]
 a Riposo [combinazione 7]
 Attiva [combinazione 8]
 Attiva [combinazione 9]
 Attiva [combinazione 10]
 Attiva [combinazione 11]
 Attiva [combinazione 12]
 Attiva [combinazione 13]
 Attiva [combinazione 14]
 Attiva [combinazione 15]
 a Riposo [combinazione 16]
 a Riposo [combinazione 17]
 a Riposo [combinazione 18]
 a Riposo [combinazione 19]
 a Riposo [combinazione 20]
 a Riposo [combinazione 21]
 a Riposo [combinazione 22]
 a Riposo [combinazione 23]
 a Riposo [combinazione 24]
 a Riposo [combinazione 25]
 a Riposo [combinazione 26]
 a Riposo [combinazione 27]
 a Riposo [combinazione 28]
 a Riposo [combinazione 29]
 a Riposo [combinazione 30]

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.93 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g / g * \beta_m * St * S_s) = 2.56$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 1.28$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.47 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * Ss) = 1.30$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.65$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare

Spinta sismica Wood

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0256500
 Angolo diffusione sovraccarico 35.00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.426	0.000
2	0.426	0.000
3	0.426	0.000
4	0.426	0.000
5	0.426	0.000
6	0.426	0.000
7	0.426	0.000
8	0.244	0.296
9	0.244	0.296
10	0.244	0.296
11	0.244	0.296
12	0.244	0.296
13	0.244	0.296
14	0.244	0.296
15	0.244	0.296
16	0.426	0.000
17	0.426	0.000
18	0.426	0.000
19	0.426	0.000
20	0.426	0.000
21	0.426	0.000
22	0.426	0.000
23	0.426	0.000
24	0.426	0.000
25	0.426	0.000
26	0.426	0.000
27	0.426	0.452
28	0.426	0.452
29	0.426	0.452
30	0.426	0.452

9.4.1. Inviluppo sollecitazioni

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.40	-602.36	-151.89	-781.54	-222.06	84.44	269.51
2.06	4.14	443.82	-339.16	-90.02	85.29	269.51
3.80	196.39	549.59	-100.67	159.63	86.19	269.51
5.54	2.39	412.69	103.29	357.05	85.29	269.51
7.20	-602.36	-152.26	221.49	669.97	84.44	269.51

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.40	-648.85	0.47	108.36	642.53	29.61	340.19
2.10	-14.68	365.96	34.19	407.56	14.44	340.19
3.80	116.34	614.08	-79.97	79.97	26.44	340.19
5.48	-11.79	372.30	-405.96	-33.23	26.44	340.19
7.20	-648.84	0.47	-530.13	-108.36	26.44	340.19

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.40	-602.36	-151.89	78.40	272.97	224.36	799.13
3.30	-177.05	33.27	-78.70	70.40	166.36	720.83
6.20	-648.85	0.47	-318.26	-29.61	108.36	642.53

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.40	-602.36	-152.26	-285.91	-78.40	224.36	686.73
3.30	-177.05	33.27	-83.74	78.70	166.36	608.43
6.20	-648.84	0.47	26.44	318.26	108.36	530.13

9.5. Verifiche

Le verifiche degli elementi strutturali che compongono lo scatolare, sono state eseguite mediante il metodo degli Stati Limite.

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

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

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

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot (\operatorname{ctg}(\theta) + \operatorname{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \operatorname{ctg} \theta^{1/2})$$

con:

d altezza utile sezione [mm]

b_w larghezza minima sezione [mm]

σ_{cp} tensione media di compressione [N/mm²]

ρ_l rapporto geometrico di armatura

A_{sw} area armatura trasversale [mm²]

S interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]

α_c coefficiente maggiorativo, funzione di f_{cd} 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

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente moderatamente 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) $0.80 f_{yk}$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1=0.20$ $w_2=0.30$ $w_3=0.40$

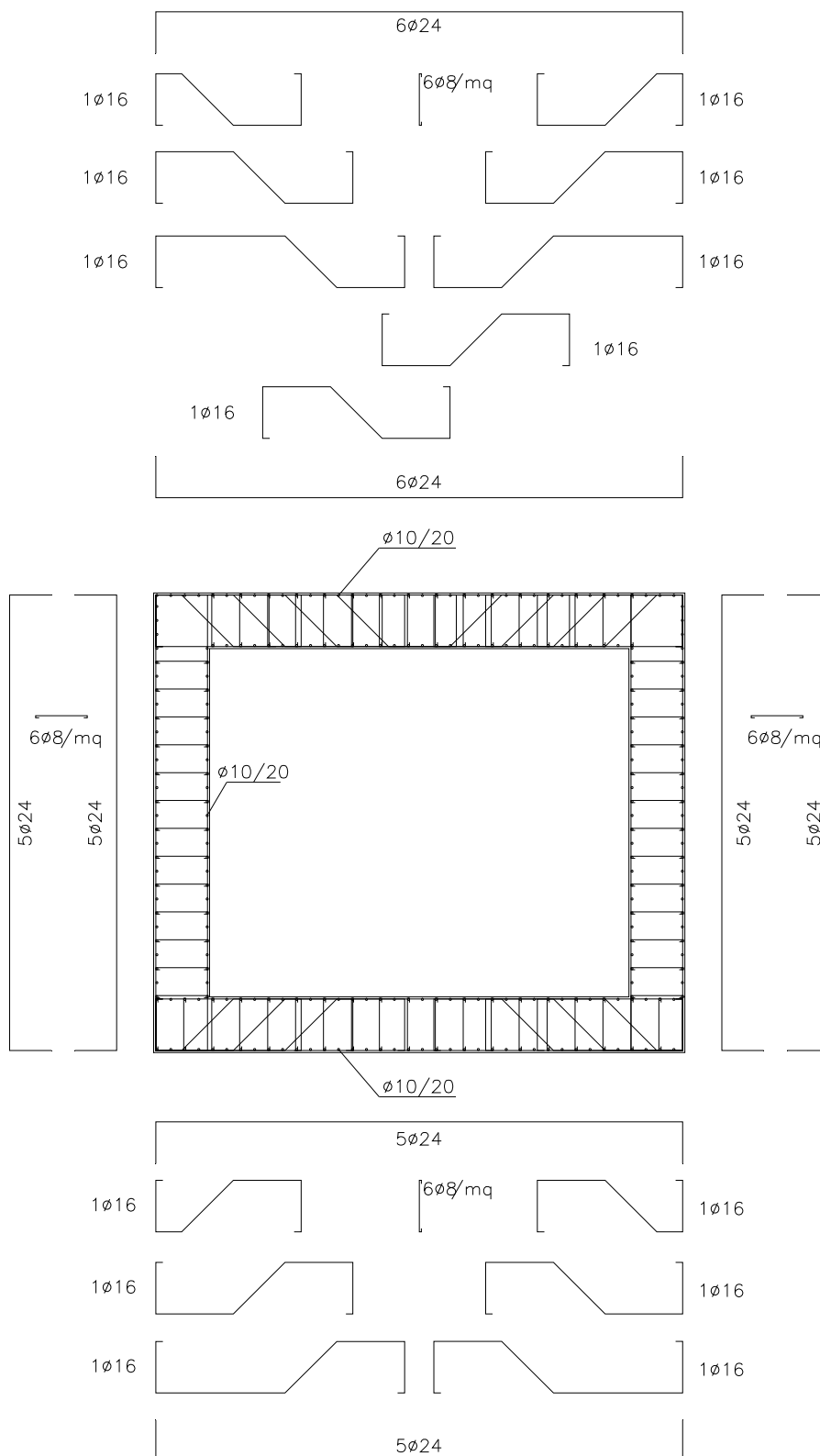
Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Copriferro sezioni 3.00 [cm]

9.6. Verifica elementi strutturali

Si riporta di seguito la distinta delle armature per l'opera in oggetto:



N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
A_{fi}	Area armatura inferiore, espresse in mq
A_{fs}	Area armatura superiore, espresse in mq
CS	Coeff. di sicurezza sezione
V_{Rd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espressa in kN
V_{Rcd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espressa in kN
V_{Rsd}	Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espressa in kN
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in mq

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.8000$ m

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.40	0.002865	0.002262	1.54
2.06	0.002262	0.002664	1.52
3.80	0.002262	0.002262	1.30
5.54	0.002262	0.002664	1.52
7.20	0.002865	0.002262	1.54

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.40	315.80	3234.73	2851.38	0.000201
2.06	322.02	1337.02	2860.39	0.000201
3.80	315.80	0.00	0.00	0.000000
5.54	322.02	1337.02	2860.39	0.000201
7.20	315.80	2587.79	2851.38	0.000201

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 0.8000$ m

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.40	0.002714	0.003318	1.71
2.10	0.003116	0.002714	1.59
3.80	0.002915	0.002714	1.36
5.48	0.002915	0.002915	1.48
7.20	0.002714	0.003318	1.71

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.40	314.75	1940.84	2823.81	0.000201
2.10	347.24	647.22	2870.86	0.000201
3.80	318.37	0.00	0.00	0.000000
5.48	347.24	685.09	2870.86	0.000201
7.20	347.24	1293.89	2870.86	0.000201

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.8000 \text{ m}$

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.40	0.002463	0.002262	1.44
3.30	0.002262	0.002262	8.24
6.20	0.002463	0.002262	1.31

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.40	338.98	0.00	0.00	0.000000
3.30	327.67	0.00	0.00	0.000000
6.20	316.37	0.00	0.00	0.000000

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.8000 \text{ m}$

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.40	0.002463	0.002262	1.38
3.30	0.002262	0.002262	8.24
6.20	0.002463	0.002262	1.31

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.40	338.98	0.00	0.00	0.000000
3.30	327.67	0.00	0.00	0.000000
6.20	316.37	0.00	0.00	0.000000

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
A_{fi}	Area armatura inferiore, espressa in mq
A_{fs}	Area armatura superiore, espressa in mq
σ_{fi}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espresse in kPa
σ_{fs}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in kPa
σ_c	Tensione nel calcestruzzo, espresse in kPa
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresse in kPa
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in mq

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.8000 \text{ m}$

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.40	0.002865	0.002262	4143	144736	54082
2.06	0.002262	0.002664	4689	60758	175416
3.80	0.002262	0.002262	6338	80621	275867
5.54	0.002262	0.002664	2281	29983	74269
7.20	0.002865	0.002262	5593	206675	72567

X	τ_c	A_{sw}
0.40	-1035	0.000201
2.06	-347	0.000201
3.80	166	0.000000
5.54	476	0.000201
7.20	687	0.000201

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.8000 \text{ m}$

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.40	0.002714	0.003318	5545	72684	186240
2.10	0.003116	0.002714	2568	99998	33125
3.80	0.002915	0.002714	5513	235224	70310
5.48	0.002915	0.002915	3033	125667	38825
7.20	0.002714	0.003318	2986	39473	92400

X	τ_c	A_{sw}
0.40	879	0.000201
2.10	467	0.000201
3.80	61	0.000000
5.48	-365	0.000201
7.20	-517	0.000201

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.8000 \text{ m}$

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.40	0.002463	0.002262	4590	62518	150024
3.30	0.002262	0.002262	2034	28886	11620
6.20	0.002463	0.002262	6577	86454	214521

Y	τ_c	A_{sw}
0.40	281	0.000000
3.30	-71	0.000000
6.20	-340	0.000000

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 0.8000 \text{ m}$

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.40	0.002463	0.002262	6131	79824	219560
3.30	0.002262	0.002262	2170	29948	34344
6.20	0.002463	0.002262	3425	44302	130039

Y	τ_c	A_{sw}
0.40	-312	0.000000
3.30	-74	0.000000
6.20	258	0.000000

9.7. 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° 16 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0.40	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	219.82	0.03	0.20	104.97	0.016
2	2.06	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-99.67	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.80	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-209.29	0.04	0.20	129.58	0.016
4	5.54	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-99.67	0.00	0.20	0.00	0.000
5	7.20	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	219.81	0.03	0.20	104.97	0.016

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 16 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0.40	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-121.68	0.00	0.20	0.00	0.000
2	2.10	0.003116	0.002714	198.96	-196.30	67.46	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.80	0.002714	0.002714	195.51	-195.51	130.51	0.00	0.20	0.00	0.000
4	5.48	0.002915	0.002714	197.23	-195.91	69.09	0.00	0.20	0.00	0.000
5	7.20	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-121.68	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 16 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-219.82	0.01	0.20	129.58	0.003
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-15.53	0.00	0.20	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-121.68	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 16 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-219.81	0.01	0.20	129.58	0.003
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-15.52	0.00	0.20	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-121.68	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ε_{sm}
1	0.40	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	295.66	0.07	0.30	104.97	0.041
2	2.06	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-186.65	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.80	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-351.55	0.16	0.30	129.58	0.072
4	5.54	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-186.65	0.00	0.30	0.00	0.000
5	7.20	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	295.65	0.07	0.30	104.97	0.041

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-244.00	0.04	0.30	98.23	0.026
2	2.10	0.003116	0.002714	198.96	-196.30	163.49	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.80	0.002714	0.002714	195.51	-195.51	358.53	0.14	0.30	116.31	0.068
4	5.48	0.002915	0.002714	197.23	-195.91	167.84	0.00	0.30	0.00	0.000
5	7.20	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-244.00	0.04	0.30	98.23	0.026

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-295.66	0.05	0.30	129.58	0.021
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-102.44	0.00	0.30	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-244.00	0.03	0.30	129.58	0.013

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-295.65	0.05	0.30	129.58	0.021
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-102.44	0.00	0.30	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-244.00	0.03	0.30	129.58	0.013

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 18 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	314.31	0.08	0.30	104.97	0.046
2	2.06	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-201.98	0.02	0.30	111.13	0.009
3	3.80	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-330.05	0.14	0.30	129.58	0.064
4	5.54	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-138.29	0.00	0.30	0.00	0.000
5	7.20	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	279.58	0.06	0.30	104.97	0.035

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 18 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-190.34	0.00	0.30	0.00	0.000
2	2.10	0.003116	0.002714	198.96	-196.30	185.56	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.80	0.002714	0.002714	195.51	-195.51	218.26	0.05	0.30	116.31	0.024
4	5.48	0.002915	0.002714	197.23	-195.91	95.49	0.00	0.30	0.00	0.000
5	7.20	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-175.90	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 18 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-314.31	0.05	0.30	129.58	0.022
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-87.48	0.00	0.30	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-190.34	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 18 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-279.58	0.06	0.30	129.58	0.025
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-62.12	0.00	0.30	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-175.90	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 19 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	315.31	0.08	0.30	104.97	0.044
2	2.06	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-4.14	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.80	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-196.39	0.01	0.30	129.58	0.005
4	5.54	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-168.42	0.00	0.30	0.00	0.000
5	7.20	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	152.26	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 19 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	0.47	0.00	0.30	0.00	0.000
2	2.10	0.003116	0.002714	198.96	-196.30	121.64	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.80	0.002714	0.002714	195.51	-195.51	116.72	0.00	0.30	0.00	0.000
4	5.48	0.002915	0.002714	197.23	-195.91	-11.79	0.00	0.30	0.00	0.000
5	7.20	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-271.41	0.04	0.30	98.23	0.026

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 19 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-315.31	0.11	0.30	129.58	0.050
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-2.62	0.00	0.30	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	0.47	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 19 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-152.26	0.00	0.30	0.00	0.000
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	33.27	0.00	0.30	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-271.41	0.08	0.30	129.58	0.037

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 20 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	152.27	0.00	0.30	0.00	0.000
2	2.06	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-168.42	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.80	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-196.39	0.01	0.30	129.58	0.005
4	5.54	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-4.14	0.00	0.30	0.00	0.000
5	7.20	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	315.31	0.08	0.30	104.97	0.044

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 20 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-271.41	0.04	0.30	98.23	0.026
2	2.10	0.003116	0.002714	198.96	-196.30	-14.30	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.80	0.002714	0.002714	195.51	-195.51	116.72	0.00	0.30	0.00	0.000
4	5.48	0.002915	0.002714	197.23	-195.91	122.39	0.00	0.30	0.00	0.000
5	7.20	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	0.47	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 20 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-152.27	0.00	0.30	0.00	0.000
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	33.27	0.00	0.30	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-271.41	0.08	0.30	129.58	0.037

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 20 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-315.31	0.11	0.30	129.58	0.050
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-2.62	0.00	0.30	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	0.47	0.00	0.30	0.00	0.000

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	151.89	0.00	0.30	0.00	0.000
2	2.06	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-168.78	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.80	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-196.74	0.01	0.30	129.58	0.005
4	5.54	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-4.52	0.00	0.30	0.00	0.000
5	7.20	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	314.92	0.08	0.30	104.97	0.044

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-271.78	0.04	0.30	98.23	0.026
2	2.10	0.003116	0.002714	198.96	-196.30	-14.68	0.00	0.30	0.00	0.000
3	3.80	0.002714	0.002714	195.51	-195.51	116.34	0.00	0.30	0.00	0.000
4	5.48	0.002915	0.002714	197.23	-195.91	122.00	0.00	0.30	0.00	0.000
5	7.20	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	0.09	0.00	0.30	0.00	0.000

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-151.89	0.00	0.30	0.00	0.000
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	33.27	0.00	0.30	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-271.78	0.08	0.30	129.58	0.038

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-314.92	0.11	0.30	129.58	0.050
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-2.61	0.00	0.30	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	0.09	0.00	0.30	0.00	0.000

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	347.19	0.10	100.00	104.97	0.053
2	2.06	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-387.37	0.13	100.00	111.13	0.069
3	3.80	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-507.38	0.27	100.00	129.58	0.120
4	5.54	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-159.20	0.00	100.00	0.00	0.000
5	7.20	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	475.69	0.16	100.00	104.97	0.087

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-503.53	0.14	100.00	98.23	0.080
2	2.10	0.003116	0.002714	198.96	-196.30	231.58	0.05	100.00	102.94	0.027
3	3.80	0.002714	0.002714	195.51	-195.51	508.33	0.22	100.00	116.31	0.111
4	5.48	0.002915	0.002714	197.23	-195.91	280.41	0.08	100.00	108.80	0.044
5	7.20	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-216.78	0.03	100.00	98.23	0.020

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-347.19	0.02	100.00	129.58	0.010
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-155.05	0.00	100.00	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-503.53	0.18	100.00	129.58	0.081

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-475.69	0.18	100.00	129.58	0.082
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-165.66	0.00	100.00	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	353.40	0.10	100.00	104.97	0.054
2	2.06	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-392.46	0.13	100.00	111.13	0.070
3	3.80	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-500.10	0.26	100.00	129.58	0.117
4	5.54	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-142.87	0.00	100.00	0.00	0.000
5	7.20	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	470.58	0.16	100.00	104.97	0.086

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-485.82	0.13	100.00	98.23	0.076
2	2.10	0.003116	0.002714	198.96	-196.30	238.79	0.05	100.00	102.94	0.029
3	3.80	0.002714	0.002714	195.51	-195.51	461.47	0.20	100.00	116.31	0.099
4	5.48	0.002915	0.002714	197.23	-195.91	256.22	0.07	100.00	108.80	0.037
5	7.20	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-194.12	0.00	100.00	0.00	0.000

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-353.40	0.02	100.00	129.58	0.011
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-149.88	0.00	100.00	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-485.82	0.16	100.00	129.58	0.073

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

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-470.58	0.19	100.00	129.58	0.083
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-151.91	0.00	100.00	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 24 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	344.45	0.10	100.00	104.97	0.053
2	2.06	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-335.44	0.10	100.00	111.13	0.054
3	3.80	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-464.22	0.24	100.00	129.58	0.107
4	5.54	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-161.99	0.00	100.00	0.00	0.000
5	7.20	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	418.65	0.13	100.00	104.97	0.073

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 24 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-412.90	0.11	100.00	98.23	0.062
2	2.10	0.003116	0.002714	198.96	-196.30	226.78	0.05	100.00	102.94	0.029
3	3.80	0.002714	0.002714	195.51	-195.51	436.88	0.18	100.00	116.31	0.091
4	5.48	0.002915	0.002714	197.23	-195.91	229.69	0.05	100.00	108.80	0.027
5	7.20	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-216.76	0.03	100.00	98.23	0.020

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 24 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-344.45	0.04	100.00	129.58	0.016
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-142.26	0.00	100.00	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-412.90	0.13	100.00	129.58	0.056

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 24 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-418.65	0.15	100.00	129.58	0.066
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-140.87	0.00	100.00	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 25 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	299.46	0.07	100.00	104.97	0.038
2	2.06	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-381.21	0.13	100.00	111.13	0.066
3	3.80	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-455.55	0.23	100.00	129.58	0.102
4	5.54	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-98.22	0.00	100.00	0.00	0.000
5	7.20	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	482.42	0.16	100.00	104.97	0.088

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 25 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-512.77	0.14	100.00	98.23	0.080
2	2.10	0.003116	0.002714	198.96	-196.30	172.20	0.00	100.00	0.00	0.000
3	3.80	0.002714	0.002714	195.51	-195.51	427.62	0.18	100.00	116.31	0.091
4	5.48	0.002915	0.002714	197.23	-195.91	265.14	0.08	100.00	108.80	0.041
5	7.20	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-135.41	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 25 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-109.60	0.00	100.00	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-512.77	0.20	100.00	129.58	0.087

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 25 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-482.42	0.20	100.00	129.58	0.090
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-132.08	0.00	100.00	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-135.41	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 26 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	299.33	0.07	100.00	104.97	0.038
2	2.06	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-381.33	0.13	100.00	111.13	0.066
3	3.80	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-455.67	0.23	100.00	129.58	0.102
4	5.54	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-98.34	0.00	100.00	0.00	0.000
5	7.20	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	482.28	0.16	100.00	104.97	0.088

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 26 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-512.90	0.14	100.00	98.23	0.080
2	2.10	0.003116	0.002714	198.96	-196.30	172.08	0.00	100.00	0.00	0.000
3	3.80	0.002714	0.002714	195.51	-195.51	427.49	0.18	100.00	116.31	0.091
4	5.48	0.002915	0.002714	197.23	-195.91	265.01	0.08	100.00	108.80	0.041
5	7.20	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-135.54	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 26 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-109.60	0.00	100.00	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-512.90	0.20	100.00	129.58	0.087

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 26 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-482.28	0.20	100.00	129.58	0.090
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-132.08	0.00	100.00	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-135.54	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 27 - 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	0.40	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	224.59	0.03	0.20	104.97	0.017
2	2.06	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-96.54	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.80	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-207.47	0.03	0.20	129.58	0.014
4	5.54	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-97.94	0.00	0.20	0.00	0.000
5	7.20	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	223.07	0.03	0.20	104.97	0.016

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 27 - 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	0.40	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-124.03	0.00	0.20	0.00	0.000
2	2.10	0.003116	0.002714	198.96	-196.30	65.21	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.80	0.002714	0.002714	195.51	-195.51	127.98	0.00	0.20	0.00	0.000
4	5.48	0.002915	0.002714	197.23	-195.91	65.92	0.00	0.20	0.00	0.000
5	7.20	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-125.88	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 27 - 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	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-224.59	0.01	0.20	129.58	0.005
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-9.01	0.00	0.20	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-124.03	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 27 - 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	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-223.07	0.01	0.20	129.58	0.005
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-9.00	0.00	0.20	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-125.88	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 28 - 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	0.40	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	222.98	0.03	0.20	104.97	0.017
2	2.06	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-95.24	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.80	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-205.17	0.03	0.20	129.58	0.013
4	5.54	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-96.64	0.00	0.20	0.00	0.000
5	7.20	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	221.46	0.03	0.20	104.97	0.016

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 28 - 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	0.40	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-123.69	0.00	0.20	0.00	0.000
2	2.10	0.003116	0.002714	198.96	-196.30	64.43	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.80	0.002714	0.002714	195.51	-195.51	126.83	0.00	0.20	0.00	0.000
4	5.48	0.002915	0.002714	197.23	-195.91	65.14	0.00	0.20	0.00	0.000
5	7.20	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-125.53	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 28 - 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	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-222.98	0.01	0.20	129.58	0.005
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-8.03	0.00	0.20	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-123.69	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 28 - 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	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-221.46	0.01	0.20	129.58	0.004
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-8.02	0.00	0.20	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-125.53	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 29 - 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	0.40	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	223.07	0.03	0.20	104.97	0.016
2	2.06	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-97.94	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.80	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-207.47	0.03	0.20	129.58	0.014
4	5.54	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-96.54	0.00	0.20	0.00	0.000
5	7.20	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	224.59	0.03	0.20	104.97	0.017

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 29 - 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	0.40	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-125.88	0.00	0.20	0.00	0.000
2	2.10	0.003116	0.002714	198.96	-196.30	64.28	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.80	0.002714	0.002714	195.51	-195.51	127.98	0.00	0.20	0.00	0.000
4	5.48	0.002915	0.002714	197.23	-195.91	66.83	0.00	0.20	0.00	0.000
5	7.20	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-124.03	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 29 - 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	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-223.07	0.01	0.20	129.58	0.005
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-9.00	0.00	0.20	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-125.88	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 29 - 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	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-224.59	0.01	0.20	129.58	0.005
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-9.01	0.00	0.20	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-124.03	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 30 - 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	0.40	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	221.46	0.03	0.20	104.97	0.016
2	2.06	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-96.64	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.80	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-205.17	0.03	0.20	129.58	0.013
4	5.54	0.002262	0.002664	191.52	-194.17	-95.24	0.00	0.20	0.00	0.000
5	7.20	0.002865	0.002262	195.89	-191.92	222.98	0.03	0.20	104.97	0.017

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 30 - 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	0.40	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-125.53	0.00	0.20	0.00	0.000
2	2.10	0.003116	0.002714	198.96	-196.30	63.51	0.00	0.20	0.00	0.000
3	3.80	0.002714	0.002714	195.51	-195.51	126.83	0.00	0.20	0.00	0.000
4	5.48	0.002915	0.002714	197.23	-195.91	66.05	0.00	0.20	0.00	0.000
5	7.20	0.002714	0.003318	196.69	-200.68	-123.68	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 30 - 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	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-221.46	0.01	0.20	129.58	0.004
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-8.02	0.00	0.20	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-125.53	0.00	0.20	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 30 - 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	0.40	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-222.98	0.01	0.20	129.58	0.005
2	3.30	0.002262	0.002262	190.73	-190.73	-8.03	0.00	0.20	0.00	0.000
3	6.20	0.002463	0.002262	192.45	-191.13	-123.68	0.00	0.20	0.00	0.000

9.8. Verifiche del terreno

Per la struttura scatolare in oggetto si considera una fondazione di larghezza pari a 7.60 m e lunghezza unitaria, l'approfondimento è di circa 1.00 m sotto il p.c.

Sulla base delle caratteristiche di terreno sopra descritte e delle dimensioni in pianta della fondazione, seguiranno i calcoli della capacità portante condotti secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3). Tale approccio prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nello specifico la combinazione in oggetto prevede i seguenti coefficienti:

A1 : coefficienti secondo Tab. 6.2.I

M1 : coefficienti secondo Tab. 6.2.II

R3 : $\gamma_R = 2.3$, secondo Tab. 6.4.I

9.8.1. Calcolo della capacità portante della fondazione

La capacità portante limite viene calcolata con la formula di MEYERHOF:

$$Q_{lim} = \sigma'_{vo} N_q s_q d_q i_q + c' N_c s_c d_c i_c + 0,5 \gamma'_c D' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

nella quale:

$N_q N_c N_\gamma$ = fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di attrito del terreno (ϕ')

$s_q s_c s_\gamma$ = fattori di forma, funzioni di ϕ' e di L'/B' dimensioni ridotte della fondazione

$d_q d_c d_\gamma$ = fattori di profondità, funzioni di ϕ' e di h_i / B' , dove h_i è l'approfondimento della fondazione ($h_i < B'$)

$i_q i_c i_\gamma$ = fattori di inclinazione della risultante dei carichi, funzioni di T/N , dove T ed N sono rispettivamente i carichi orizzontale e verticale, e di ϕ' e c' :

σ'_{vo} = pressione verticale efficace alla quota di imposta fondazione

c' = coesione del terreno di fondazione

γ = peso di volume naturale del terreno

γ' = peso di volume immerso del terreno

z_w = profondità falda sotto piano imposta fondazione

γ'_c = peso di volume di calcolo del terreno

D' = dimensione caratteristica della fondazione (B' o L')

Nei calcoli si fa riferimento all'area equivalente effettiva della fondazione, di dimensioni ridotte (Meyerhof, 1953):

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

B, L = dimensioni della fondazione

e_B, e_L = eccentricità del carico verticale N sui due lati della fondazione

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	1.80
Angolo di attrito interno	(φ)	°	32.00
Coesione	(c')	t/m ²	0.50
Kp			3.25459
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	1.90

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	7.60
Lunghezza fondazione	L	m	1.00
Eccentricità larghezza	e_x	m	0.000
Eccentricità lunghezza	e_y	m	0.000
Approfondimento	D	m	1.00
Inclinazione carico	i	°	0.00
Larghezza ridotta	B'	m	7.60
Lunghezza ridotta	L'	m	1.00

Coefficienti di fondazione		
Nq		23.1767 $e^{(\pi \cdot \tan \varphi)} \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$
N_γ		22.0225 $(Nq - 1) \tan(1.4 \varphi)$
Nc		35.4902 $(Nq - 1) \cot(\varphi)$

Fattori di forma		
S_c		5.9470 $1 + 0.2 \cdot Kp (B/L)$
$S_q = S_\gamma$		3.4735 $1 + 0.1 \cdot Kp (B/L)$

Fattori di profondità		
d_c		1.0475 $1 + 0.2 Kp^{1/2} \cdot D/B$
$d_q = d_\gamma$		1.0237 $1 + 0.1 Kp^{1/2} \cdot D/B$

Fattori di inclinazione del carico		
$i_q = i_c$		1.0000 $(1 - i^\circ/90)^\zeta$
i_γ		1.0000 $(1 - i^\circ/\varphi)^\zeta$

Calcolo del carico limite

156.5887	$\gamma_r \cdot D \cdot Nq \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$
535.6440	$0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$
110.5397	$c' \cdot Nc \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c$

q_d		t/m²	802.7724	TOTALE
----------------------	--	------------------------	-----------------	---------------

9.8.2. Sollecitazione sul terreno

La tensione massima agente sul terreno di fondazione nelle diverse combinazioni riconducibili all'Approccio 2:

$$\sigma_{\text{tmax}} = 440 \text{ kPa} \quad (\text{combinazione 4})$$

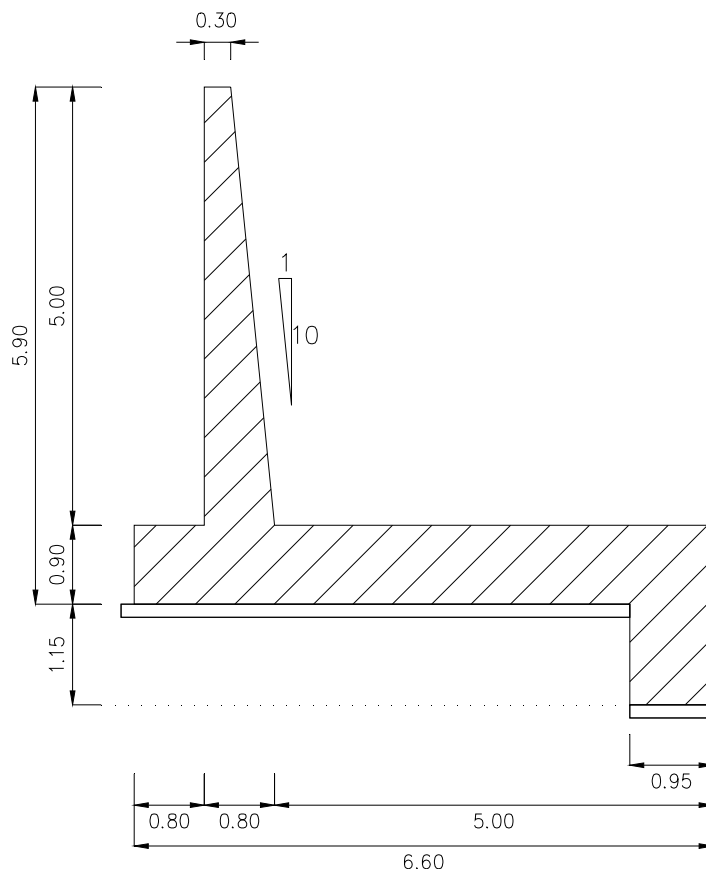
Nel rispetto della Normativa deve verificarsi che: $\sigma_{\text{tmax}} \leq q_d/\gamma_R = 8028 / 2.3 = 3490 \text{ kPa}$

In definitiva:

$$440 \text{ kPa} < 3490 \text{ kPa}$$

La verifiche risultano soddisfatte.

10. MURI DI RISVOLTO TIPO 1



10.1. Analisi dei carichi

10.1.1. Carichi permanenti

Peso Proprio Elementi Strutturali:

Peso proprio del cls

25.00 kN/m³

Spinta del terreno:

Il calcolo della spinta, eseguito dal programma di calcolo, è condotta con il metodo di Culmann, il quale adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti.

10.1.2. Sovraccarichi accidentali

Per la determinazione dell'incremento di spinta dovuto al carico accidentale (eventuale viabilità stradale o di cantiere), si considerano i seguenti carichi:

$q_a = 20 \text{ kN/m}^2$ sovraccarico accidentale in condizioni statiche

10.1.3. Azione sismica

Vedere paragrafo 5.1.4.

10.2. Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	5.00 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.80 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	5.71 [°]
Lunghezza del muro	5.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.80 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	5.00 [m]
Lunghezza totale fondazione	6.60 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.90 [m]
Spessore magrone	0.15 [m]
Altezza dello sperone di fondazione	1.15 [m]
Spessore dello sperone di fondazione	0.95 [m]

10.3. Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico	25.000 [kN/mc]
Classe di Resistenza	C28/35
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	35.00 [N/mm ²]
Modulo elastico E	32587.986 [N/mm ²]

Acciaio

Tipo	B450C
Tensione ammissibile σ_{fa}	449.94 [N/mmq]
Tensione di snervamento σ_{fa}	449.94 [N/mmq]

10.4. Caratteristiche terreni

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	3.50	2.00	29.74
2	20.00	2.00	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0.50 [m]

Falda

Quota della falda a monte del muro rispetto al piano di posa della fondazione 0.01 [m]

Quota della falda a valle del muro rispetto al piano di posa della fondazione 0.01 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [N/mmq]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [N/mmq]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	19.00	20.00	35.00	23.33	0.0	0.0
Tal1	20.00	20.00	25.00	16.67	15.0	0.0

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	α	Kw	Ks	Terreno
1	5.90	0.00	0.00	0.00	Rilevato
2	5.00	0.00	5.27	0.00	Tal1

10.5. Carichi applicati, combinazioni e sollecitazioni

10.5.1. Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (mobile)

D	Profilo	$X_i=4.80$	$X_f=20.00$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$
---	---------	------------	-------------	---------------	---------------

10.5.2. Combinazioni delle azioni

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole 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
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0.90	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.10	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.50	1.30

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 sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	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	1.25
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

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica

Coefficienti parziali

	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

Coeff. di combinazione $\Psi_0 = 0.40$ $\Psi_1 = 0.40$ $\Psi_2 = 0.00$

Simbologia adottata

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

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.10	1.00	1.10
Spinta terreno	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 4 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	1.30	1.00	1.30
mobile	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
mobile	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.10	1.00	1.10
Spinta terreno	1.10	1.00	1.10
mobile	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 8 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
mobile	1.30	1.00	1.30

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

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

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

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

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

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

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

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno mobile	1.00	1.00	1.00
	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 19 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno mobile	1.00	1.00	1.00
	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

10.5.3. Impostazioni analisi

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (esprese in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (esprese in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.93 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 2.56$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.28$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.47 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 1.30$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.65$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Lunghezza del muro	5.00 [m]
Peso muro	244.5581 [kN]
Baricentro del muro	X=1.90 Y=-4.84

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 5.50	Y = -7.05
Punto superiore superficie di spinta	X = 5.50	Y = 2.00
Altezza della superficie di spinta	9.05 [m]	
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)	0.00 [°]	

10.5.4. Analisi delle spinte

COMBINAZIONE n° 1

Valore della spinta statica	252.0039	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	233.8004	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	94.0391	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.10	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	21.91	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.32	[°]		
Spinta falda	8.5774	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.50	[m]	Y = -6.66	[m]
Sottospinta falda	0.6472	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	833.6192	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.01	[m]	Y = -1.73	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	242.3778	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1171.5691	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-366.3107	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1171.5691	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	242.3778	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.42	[m]
Risultante in fondazione	1196.3783	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11.69	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-497.5605	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4273.2184	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	6.60	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	108.98	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	246.05	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 20.30$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 10.12$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 5.06$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.79
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.65

COMBINAZIONE n° 2

Valore della spinta statica	240.9239	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	229.2862	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	73.9740	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.07	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17.88	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.71	[°]		

Spinta falda	6.5980	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.50	[m]	Y = -6.66	[m]
Sottospinta falda	0.6472	[kN]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	641.2455	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.01	[m]	Y = -1.73	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	235.8843	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	959.1303	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-256.4870	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	959.1303	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	235.8843	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.29	[m]
Risultante in fondazione	987.7106	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13.82	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-275.5085	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2330.8664	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	6.60	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	107.37	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	183.27	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 15.27$	$N'_c = 14.21$
$N_q = 6.70$	$N'_q = 6.05$
$N_\gamma = 3.11$	$N'_\gamma = 1.66$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.26
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.43

COMBINAZIONE n° 3

Valore della spinta statica	266.7477	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	253.8951	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	81.8020	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.09	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17.86	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.71	[°]		
Spinta falda	7.2578	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.50	[m]	Y = -6.66	[m]
Sottospinta falda	0.6472	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	705.3701	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.01	[m]	Y = -1.73	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	261.1530	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1031.0829	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-275.4185	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	455.9619	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	4171.3802	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1031.0829	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	261.1530	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.30	[m]
Risultante in fondazione	1063.6413	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14.21	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-312.8716	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	9.15
--	------

COMBINAZIONE n° 4 - Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.68 Y[m]= 4.11

Raggio del cerchio R[m]= 12.76

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -10.11

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 11.90

Larghezza della striscia dx[m]= 0.88

Coefficiente di sicurezza C= 1.83

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	2526.40	73.44	2421.62	3.09	29.26	0.000	0.000
2	6485.04	62.32	5743.04	1.90	29.26	0.000	0.000
3	8975.99	54.64	7320.47	1.52	29.26	0.000	0.000
4	10876.42	48.25	8114.74	1.32	29.26	0.000	0.000
5	12408.75	42.59	8398.26	1.20	29.26	0.000	0.000
6	13688.25	37.42	8317.05	1.11	23.36	0.082	0.012
7	14795.45	32.58	7966.71	1.05	20.46	0.122	0.074
8	16507.70	27.99	7747.69	1.00	20.46	0.122	0.126
9	17167.72	23.59	6871.15	0.96	20.46	0.122	0.168
10	17487.77	19.34	5791.05	0.93	20.46	0.122	0.203
11	17245.12	15.19	4519.40	0.91	20.46	0.122	0.231
12	16754.50	11.13	3233.52	0.90	20.46	0.122	0.251
13	16154.03	7.12	2001.87	0.89	20.46	0.122	0.265
14	16014.80	3.14	878.50	0.88	20.46	0.122	0.273
15	7650.08	-0.81	-108.72	0.88	20.46	0.122	0.275
16	7242.52	-4.78	-603.15	0.88	20.46	0.122	0.271
17	7054.55	-8.76	-1074.75	0.89	20.46	0.122	0.260
18	6753.12	-12.79	-1495.28	0.90	20.46	0.122	0.243
19	6333.52	-16.89	-1839.87	0.92	20.46	0.122	0.220
20	5788.75	-21.07	-2081.52	0.94	20.46	0.122	0.190
21	5108.86	-25.38	-2190.03	0.97	20.46	0.122	0.152
22	4279.84	-29.85	-2130.42	1.02	20.46	0.122	0.106
23	3281.84	-34.53	-1860.51	1.07	20.46	0.122	0.050
24	2094.22	-39.50	-1332.08	1.14	26.97	0.032	0.000
25	725.17	-44.85	-511.46	1.24	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 2386.9806$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 628.5899$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 978.2043$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.13$

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	322.2802	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	298.7990	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	120.7629	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.50	[m]	Y = -3.81	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	22.01	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.26	[°]		
Spinta falda	8.5774	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.50	[m]	Y = -6.66	[m]
Sottospinta falda	0.6472	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	854.6176	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.01	[m]	Y = -1.73	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	307.3765	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1219.2913	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-385.4463	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1219.2913	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	307.3765	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.33	[m]
Risultante in fondazione	1257.4385	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14.15	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-399.4771	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4022.5223	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	6.60	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	129.72	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	239.77	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 19.21$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 9.58$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 4.00$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.47
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.30

COMBINAZIONE n° 6

Valore della spinta statica	316.6404	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	301.1956	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	97.6851	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.50	[m]	Y = -3.75	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17.97	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.65	[°]		

Spinta falda	6.5980	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.50	[m]	Y = -6.66	[m]
Sottospinta falda	0.6472	[kN]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	659.4442	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.01	[m]	Y = -1.73	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	307.7936	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1001.0401	[kN]		
Resistenza passiva dente di fondazione	-272.2327	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1001.0401	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	307.7936	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.14	[m]		
Risultante in fondazione	1047.2909	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17.09	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-140.7194	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	2158.7770	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	6.60	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	132.29	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	171.06	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 15.27$	$N'_c = 13.18$
$N_q = 6.70$	$N'_q = 5.61$
$N_\gamma = 3.11$	$N'_\gamma = 1.03$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.01
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.16

COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	354.1143	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	336.8690	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	109.1614	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.50	[m]	Y = -3.76	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17.95	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.58	[°]		
Spinta falda	7.2578	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.50	[m]	Y = -6.66	[m]
Sottospinta falda	0.6472	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	726.3685	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.01	[m]	Y = -1.73	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	344.1269	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1079.4408	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-293.5867	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	718.7767	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	4438.2511	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1079.4408	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	344.1269	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.15	[m]
Risultante in fondazione	1132.9676	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17.68	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-157.3481	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	6.17
--	------

COMBINAZIONE n° 8 - Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.68 Y[m]= 4.79

Raggio del cerchio R[m]= 13.36

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -10.30

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 12.39

Larghezza della striscia dx[m]= 0.91

Coefficiente di sicurezza C= 1.64

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b/\cos \alpha$	ϕ	c	u
1	4800.81	71.58	4554.82	2.87	29.26	0.000	0.000
2	8666.45	61.52	7618.00	1.90	29.26	0.000	0.000
3	11239.80	54.12	9106.83	1.55	29.26	0.000	0.000
4	13225.12	47.89	9811.74	1.35	29.26	0.000	0.000
5	14835.01	42.36	9994.97	1.23	29.26	0.000	0.000
6	16174.84	37.28	9796.50	1.14	25.77	0.049	0.000
7	17338.26	32.52	9321.52	1.08	20.46	0.122	0.057
8	18773.22	28.01	8816.26	1.03	20.46	0.122	0.110
9	18491.54	23.68	7426.72	0.99	20.46	0.122	0.154
10	17859.56	19.49	5958.82	0.96	20.46	0.122	0.190
11	17763.98	15.41	4719.49	0.94	20.46	0.122	0.219
12	17250.58	11.40	3410.64	0.93	20.46	0.122	0.241
13	16615.91	7.46	2155.91	0.92	20.46	0.122	0.256
14	17398.01	3.54	1075.02	0.91	20.46	0.122	0.264
15	7779.11	-0.35	-47.99	0.91	20.46	0.122	0.267
16	7325.83	-4.25	-543.05	0.91	20.46	0.122	0.263
17	7142.89	-8.17	-1014.92	0.92	20.46	0.122	0.253
18	6841.96	-12.13	-1437.16	0.93	20.46	0.122	0.237
19	6418.54	-16.14	-1784.47	0.94	20.46	0.122	0.214
20	5865.88	-20.24	-2029.54	0.97	20.46	0.122	0.184
21	5174.39	-24.45	-2142.05	1.00	20.46	0.122	0.147
22	4330.66	-28.81	-2087.23	1.04	20.46	0.122	0.101
23	3315.86	-33.37	-1823.65	1.09	20.46	0.122	0.047
24	2113.10	-38.17	-1305.93	1.15	27.31	0.027	0.000
25	731.90	-43.32	-502.17	1.25	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 2623.0579$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 775.2192$ [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 1097.0547$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.00$

COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	189.2999	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	175.5021	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	70.9470	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.05	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	22.01	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.44	[°]		
Incremento sismico della spinta	25.9655	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.05	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	51.01	[°]		
Spinta falda	6.5980	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.50	[m]	Y = -6.66	[m]
Sottospinta falda	0.6472	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	641.2455	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.01	[m]	Y = -1.73	[m]

Inerzia del muro	6.2729	[kN]
Inerzia verticale del muro	3.1365	[kN]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	16.4479	[kN]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	8.2240	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	228.8939	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	977.1952	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-310.1993	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	977.1952	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	228.8939	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.28	[m]
Risultante in fondazione	1003.6448	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13.18	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-276.4015	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4252.2411	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	6.60	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	109.99	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	186.13	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 19.68$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 9.81$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 4.44$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.58
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.35

COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	189.2999	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	175.5021	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	70.9470	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.05	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	22.01	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.44	[°]		
Incremento sismico della spinta	20.6255	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.05	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	51.01	[°]		
Spinta falda	6.5980	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.50	[m]	Y = -6.66	[m]
Sottospinta falda	0.6472	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	641.2455	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.01	[m]	Y = -1.73	[m]
Inerzia del muro	6.2729	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-3.1365	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	16.4479	[kN]		

Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte -8.2240 [kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	223.9432	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	952.4730	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-302.7369	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	952.4730	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	223.9432	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.28	[m]
Risultante in fondazione	978.4454	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13.23	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-267.5684	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4247.2092	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	6.60	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	107.46	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	181.17	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 19.66$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 9.80$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 4.42$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.58
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.46

COMBINAZIONE n° 11

Valore della spinta statica	240.9239	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	229.2862	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	73.9740	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.07 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17.88	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.71	[°]	
Incremento sismico della spinta	29.4892	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.07 [m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	48.08	[°]	
Spinta falda	6.5980	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.50	[m]	Y = -6.66 [m]
Sottospinta falda	0.6472	[kN]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	641.2455	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.01	[m]	Y = -1.73 [m]
Inerzia del muro	6.2729	[kN]	
Inerzia verticale del muro	3.1365	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	16.4479	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	8.2240	[kN]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	286.6699	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	979.5452	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-265.0156	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	979.5452	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	286.6699	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.19	[m]
Risultante in fondazione	1020.6314	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.31	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-184.5795	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2188.4245	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	6.60	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	122.99	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	173.84	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 15.27$	$N'_c = 13.41$
$N_q = 6.70$	$N'_q = 5.71$
$N_\gamma = 3.11$	$N'_\gamma = 1.17$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.06
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.23

COMBINAZIONE n° 12

Valore della spinta statica	240.9239	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	229.2862	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	73.9740	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.07 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17.88	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.71	[°]	
Incremento sismico della spinta	22.8927	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.07 [m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	48.02	[°]	
Spinta falda	6.5980	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.50	[m]	Y = -6.66 [m]
Sottospinta falda	0.6472	[kN]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	641.2455	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.01	[m]	Y = -1.73 [m]
Inerzia del muro	6.2729	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-3.1365	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	16.4479	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-8.2240	[kN]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	280.3920	[kN]
--	----------	------

Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	954.7989	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-258.6479	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	954.7989	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	280.3920	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.19	[m]
Risultante in fondazione	995.1184	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.37	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-177.9435	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2185.4329	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	6.60	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	120.16	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	169.18	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 15.27$	$N'_c = 13.40$
$N_q = 6.70$	$N'_q = 5.71$
$N_\gamma = 3.11$	$N'_\gamma = 1.16$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.06
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.29

COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica	240.9239	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	229.2862	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	73.9740	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.07 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17.88	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.71	[°]	
Incremento sismico della spinta	29.4892	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.07 [m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	48.08	[°]	
Spinta falda	6.5980	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.50	[m]	Y = -6.66 [m]
Sottospinta falda	0.6472	[kN]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	641.2455	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.01	[m]	Y = -1.73 [m]
Inerzia del muro	6.2729	[kN]	
Inerzia verticale del muro	3.1365	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	16.4479	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	8.2240	[kN]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	286.6699	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	979.5452	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-265.0156	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	542.0737	[kNm]

Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	3959.1266	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	979.5452	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	286.6699	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.19	[m]
Risultante in fondazione	1020.6314	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.31	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-184.5795	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	7.30
--	------

COMBINAZIONE n° 14

Valore della spinta statica	240.9239	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	229.2862	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	73.9740	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.07	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17.88	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.71	[°]		
Incremento sismico della spinta	22.8927	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.07	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	48.02	[°]		
Spinta falda	6.5980	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.50	[m]	Y = -6.66	[m]
Sottospinta falda	0.6472	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	641.2455	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.01	[m]	Y = -1.73	[m]
Inerzia del muro	6.2729	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-3.1365	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	16.4479	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-8.2240	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	280.3920	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	954.7989	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-258.6479	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	573.8102	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	3902.5651	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	954.7989	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	280.3920	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.19	[m]
Risultante in fondazione	995.1184	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.37	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-177.9435	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	6.80
--	------

COMBINAZIONE n° 15 - Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.68 Y[m]= 4.79

Raggio del cerchio R[m]= 13.36

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -10.30

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 12.39

Larghezza della striscia dx[m]= 0.91

Coefficiente di sicurezza C= 1.72

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	2394.99	71.58	2272.27	2.87	29.26	0.000	0.000
2	6260.64	61.52	5503.23	1.90	29.26	0.000	0.000
3	8833.99	54.12	7157.57	1.55	29.26	0.000	0.000
4	10819.30	47.89	8026.86	1.35	29.26	0.000	0.000
5	12429.19	42.36	8374.07	1.23	29.26	0.000	0.000
6	13769.03	37.28	8339.38	1.14	25.77	0.049	0.000
7	14932.44	32.52	8028.09	1.08	20.46	0.122	0.057
8	16367.40	28.01	7686.44	1.03	20.46	0.122	0.110
9	17613.24	23.68	7073.97	0.99	20.46	0.122	0.154
10	17859.56	19.49	5958.82	0.96	20.46	0.122	0.190
11	17763.98	15.41	4719.49	0.94	20.46	0.122	0.219
12	17250.58	11.40	3410.64	0.93	20.46	0.122	0.241
13	16615.91	7.46	2155.91	0.92	20.46	0.122	0.256
14	17398.01	3.54	1075.02	0.91	20.46	0.122	0.264
15	7779.11	-0.35	-47.99	0.91	20.46	0.122	0.267
16	7325.83	-4.25	-543.05	0.91	20.46	0.122	0.263
17	7142.89	-8.17	-1014.92	0.92	20.46	0.122	0.253
18	6841.96	-12.13	-1437.16	0.93	20.46	0.122	0.237
19	6418.54	-16.14	-1784.47	0.94	20.46	0.122	0.214
20	5865.88	-20.24	-2029.54	0.97	20.46	0.122	0.184
21	5174.39	-24.45	-2142.05	1.00	20.46	0.122	0.147
22	4330.66	-28.81	-2087.23	1.04	20.46	0.122	0.101
23	3315.86	-33.37	-1823.65	1.09	20.46	0.122	0.047
24	2113.10	-38.17	-1305.93	1.15	27.31	0.027	0.000
25	731.90	-43.32	-502.17	1.25	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 2425.6977$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 638.0665$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 998.7699$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.00$

COMBINAZIONE n° 16 - Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.68 Y[m]= 4.79

Raggio del cerchio R[m]= 13.36

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -10.30

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 12.39

Larghezza della striscia dx[m]= 0.91

Coefficiente di sicurezza C= 1.72

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b/\cos \alpha$	ϕ	c	u
1	2394.99	71.58	2272.27	2.87	29.26	0.000	0.000
2	6260.64	61.52	5503.23	1.90	29.26	0.000	0.000
3	8833.99	54.12	7157.57	1.55	29.26	0.000	0.000
4	10819.30	47.89	8026.86	1.35	29.26	0.000	0.000
5	12429.19	42.36	8374.07	1.23	29.26	0.000	0.000
6	13769.03	37.28	8339.38	1.14	25.77	0.049	0.000
7	14932.44	32.52	8028.09	1.08	20.46	0.122	0.057
8	16367.40	28.01	7686.44	1.03	20.46	0.122	0.110
9	17613.24	23.68	7073.97	0.99	20.46	0.122	0.154
10	17859.56	19.49	5958.82	0.96	20.46	0.122	0.190
11	17763.98	15.41	4719.49	0.94	20.46	0.122	0.219
12	17250.58	11.40	3410.64	0.93	20.46	0.122	0.241
13	16615.91	7.46	2155.91	0.92	20.46	0.122	0.256
14	17398.01	3.54	1075.02	0.91	20.46	0.122	0.264
15	7779.11	-0.35	-47.99	0.91	20.46	0.122	0.267
16	7325.83	-4.25	-543.05	0.91	20.46	0.122	0.263
17	7142.89	-8.17	-1014.92	0.92	20.46	0.122	0.253
18	6841.96	-12.13	-1437.16	0.93	20.46	0.122	0.237
19	6418.54	-16.14	-1784.47	0.94	20.46	0.122	0.214
20	5865.88	-20.24	-2029.54	0.97	20.46	0.122	0.184
21	5174.39	-24.45	-2142.05	1.00	20.46	0.122	0.147
22	4330.66	-28.81	-2087.23	1.04	20.46	0.122	0.101
23	3315.86	-33.37	-1823.65	1.09	20.46	0.122	0.047

24	2113.10	-38.17	-1305.93	1.15	27.31	0.027	0.000
25	731.90	-43.32	-502.17	1.25	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 2425.6977$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 638.0665$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 998.7699$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.00$

COMBINAZIONE n° 17

Valore della spinta statica	189.2999	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	175.5021	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	70.9470	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.05	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	22.01	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.44	[°]		
Spinta falda	6.5980	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.50	[m]	Y = -6.66	[m]
Sottospinta falda	0.6472	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	641.2455	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.01	[m]	Y = -1.73	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	182.1001	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	956.1033	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-300.1490	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	956.1033	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	182.1001	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.37	[m]
Risultante in fondazione	973.2903	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10.78	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-358.5187	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4513.9346	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	6.60	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	95.48	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	194.25	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 20.76$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 10.35$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 5.53$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.94
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.72

COMBINAZIONE n° 18

Valore della spinta statica	208.0386	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	192.8333	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	78.0728	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.50	[m]	Y = -3.93	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	22.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.38	[°]		

Spinta falda	6.5980	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.50	[m]	Y = -6.66	[m]
Sottospinta falda	0.6472	[kN]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	646.8451	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.01	[m]	Y = -1.73	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	199.4314	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	968.8287	[kN]		
Resistenza passiva dente di fondazione	-305.2517	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	968.8287	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	199.4314	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.34	[m]		
Risultante in fondazione	989.1420	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11.63	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-332.3602	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	4419.9182	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	6.60	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	101.01	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	192.57	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 20.37$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 10.16$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 5.13$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.80
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.56

COMBINAZIONE n° 19

Valore della spinta statica	236.1478	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	218.8313	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	88.7618	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.50	[m]	Y = -3.79	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	22.08	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.38	[°]		

Spinta falda	6.5980	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.50	[m]	Y = -6.66	[m]
Sottospinta falda	0.6472	[kN]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	655.2445	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.01	[m]	Y = -1.73	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	225.4293	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	987.9171	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-312.9060	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	987.9171	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	225.4293	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.30	[m]
Risultante in fondazione	1013.3107	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.85	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-293.1242	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4285.8986	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	6.60	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	109.31	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	190.06	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 19.83$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 9.88$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 4.58$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.62
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.34

COMBINAZIONE n° 20

Valore della spinta statica	189.2999	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	175.5021	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	70.9470	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.05	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	22.01	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.44	[°]		
Incremento sismico della spinta	12.8040	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.05	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52.26	[°]		
Spinta falda	6.5980	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.50	[m]	Y = -6.66	[m]
Sottospinta falda	0.6472	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	641.2455	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.01	[m]	Y = -1.73	[m]
Inerzia del muro	3.1695	[kN]		
Inerzia verticale del muro	1.5847	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	8.3105	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	4.1553	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	205.4509	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	966.6421	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-305.1833	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	966.6421	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	205.4509	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.33	[m]
Risultante in fondazione	988.2343	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.00	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-317.1800	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4381.1767	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	6.60	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	102.77	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	190.15	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 20.21$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 10.07$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 4.96$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.74
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.53

COMBINAZIONE n° 21

Valore della spinta statica	189.2999	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	175.5021	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	70.9470	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.05	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	22.01	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.44	[°]		
Incremento sismico della spinta	10.0964	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 5.50	[m]	Y = -4.05	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52.26	[°]		
Spinta falda	6.5980	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.50	[m]	Y = -6.66	[m]
Sottospinta falda	0.6472	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	641.2455	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.01	[m]	Y = -1.73	[m]
Inerzia del muro	3.1695	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-1.5847	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	8.3105	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-4.1553	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	202.9406	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	954.1473	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-301.4115	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	954.1473	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	202.9406	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.33	[m]
Risultante in fondazione	975.4906	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.01	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-312.7216	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4380.3574	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	6.60	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	101.49	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	187.64	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 20.20$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 10.07$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 4.96$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.74
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.59

10.5.5. Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS_{sco}</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS_{rib}</i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS_{qlim}</i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS_{stab}</i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1.79	--	3.65	--
2	A2-M2 - [1]	--	1.26	--	2.43	--
3	EQU - [1]	--	--	9.15	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1.83
5	A1-M1 - [2]	--	1.47	--	3.30	--
6	A2-M2 - [2]	--	1.01	--	2.16	--
7	EQU - [2]	--	--	6.17	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1.64
9	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.58	--	4.35	--
10	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.58	--	4.46	--
11	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.06	--	2.23	--
12	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.06	--	2.29	--
13	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	7.30	--	--
14	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	6.80	--	--
15	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.72
16	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.72
17	SLEQ - [1]	--	1.94	--	4.72	--
18	SLEF - [1]	--	1.80	--	4.56	--
19	SLER - [1]	--	1.62	--	4.34	--
20	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1.74	--	4.53	--
21	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1.74	--	4.59	--

10.5.6. Sollecitazioni sulla struttura

Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.25	1.9529	2.5387	0.2979	0.5956	2.3761	4.7589
3	0.50	4.0614	5.2799	1.2823	2.4742	5.2879	10.0564
4	0.75	6.3257	8.2234	3.0886	5.7673	8.7305	15.8451
5	1.00	8.7457	11.3694	5.8511	10.5917	12.7027	22.0604
6	1.25	11.3215	14.7179	9.7042	17.0479	17.2046	28.6393
7	1.50	14.0529	18.2688	14.7823	25.2234	22.2359	35.5450
8	1.75	16.9400	22.0221	21.2184	35.1988	27.7740	42.7498
9	2.00	19.9829	25.9778	29.1256	47.0455	33.6711	50.2137
10	2.25	23.1815	30.1360	38.5718	60.8279	39.7579	57.9170
11	2.50	26.5358	34.4965	49.5990	76.6032	45.9879	65.8228
12	2.75	30.0458	39.0596	62.2430	94.4222	52.3445	73.9197
13	3.00	33.7116	43.8250	76.5361	114.3330	58.8175	82.1984
14	3.25	37.5330	48.7929	92.5067	136.3897	65.3845	90.7325
15	3.50	41.5102	53.9632	110.1788	160.6745	72.0412	99.6463
16	3.75	45.6431	59.3360	129.5805	187.2950	78.8253	109.0677
17	4.00	49.9317	64.9112	150.7572	216.4454	85.8374	119.5882
18	4.25	54.3760	70.6888	173.7784	248.4539	93.1434	131.4102
19	4.50	58.9760	76.6688	198.7201	283.5682	100.7476	143.8886
20	4.75	63.7318	82.8513	225.6589	321.9179	108.6500	156.8216
21	5.00	68.6432	89.2362	254.6682	363.6132	116.8030	170.1334

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.08	0.2348	0.3826	5.8864	9.5714
3	0.16	0.9444	1.5325	11.8686	19.1848
4	0.24	2.1364	3.4533	17.9466	28.8402
5	0.32	3.8184	6.1481	24.1204	38.5376
6	0.40	5.9982	9.6204	30.3899	48.2771
7	0.48	8.6833	13.8736	36.7552	58.0587
8	0.56	11.8816	18.9109	43.2163	67.8822
9	0.64	15.6005	24.7358	49.7731	77.7478
10	0.72	19.8478	31.3517	56.4258	87.6555
11	0.80	24.6312	38.7618	63.1742	97.6051

Involuppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.50	-5.4273	2.3045	-21.9827	8.3527
3	1.00	-20.8699	7.5232	-35.1683	12.9507
4	1.50	-37.3586	17.3008	-31.0599	25.2941
5	2.00	-52.2035	31.9520	-28.5934	32.4454
6	2.50	-65.9768	49.1749	-26.2758	36.1692
7	3.00	-78.2553	67.8439	-22.6144	38.2294
8	3.50	-88.3672	87.1271	-17.6092	38.6261
9	4.00	-95.6406	106.1927	-11.2603	37.3592
10	4.50	-99.4035	124.2090	-7.0341	34.4287
11	5.00	-98.9842	140.3442	-2.9064	30.4989

10.6. Verifiche elementi strutturali

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

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

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali

Aggressive

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

Sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

$w_1 = 0.20$

$w_2 = 0.30$

$w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

E.C. 2

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [N/mmq]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [N/mmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
Vcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls
Vwd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd
1	0.00	100.00	30.00	10.05	8.04	0.00	0.00	1000.00	216.36	0.00
2	0.25	100.00	32.50	10.05	8.04	664.46	-195.67	340.25	236.39	0.00
3	0.50	100.00	35.00	26.14	8.04	625.89	-368.09	154.11	256.42	0.00
4	0.75	100.00	37.50	26.14	8.04	428.00	-376.67	67.66	276.45	0.00
5	1.00	100.00	40.00	26.14	8.04	337.82	-394.89	38.63	296.48	0.00
6	1.25	100.00	42.50	26.14	8.04	286.66	-416.61	25.32	316.51	0.00
7	1.50	100.00	45.00	26.14	8.04	254.01	-440.01	18.08	336.54	0.00
8	1.75	100.00	47.50	26.14	8.04	231.56	-464.34	13.67	356.57	0.00
9	2.00	100.00	50.00	26.14	8.04	215.33	-489.26	10.78	376.60	0.00
10	2.25	100.00	52.50	26.14	14.07	205.07	-519.33	8.85	396.64	0.00
11	2.50	100.00	55.00	26.14	14.07	195.53	-544.78	7.37	416.67	0.00
12	2.75	100.00	57.50	26.14	14.07	188.08	-570.47	6.26	436.70	0.00
13	3.00	100.00	60.00	26.14	14.07	182.18	-596.36	5.40	456.73	0.00
14	3.25	100.00	62.50	26.14	14.07	177.45	-622.41	4.73	476.76	0.00
15	3.50	100.00	65.00	26.14	14.07	173.58	-648.57	4.18	496.79	0.00
16	3.75	100.00	67.50	26.14	14.07	170.36	-674.81	3.73	516.82	0.00
17	4.00	100.00	70.00	26.14	14.07	167.62	-701.12	3.36	536.85	0.00
18	4.25	100.00	72.50	26.14	14.07	165.26	-727.49	3.04	556.88	0.00
19	4.50	100.00	75.00	52.28	28.15	320.91	-1482.44	5.44	576.91	0.00
20	4.75	100.00	77.50	26.14	14.07	161.37	-780.31	2.53	596.95	0.00
21	5.00	100.00	79.99	26.14	14.07	159.75	-806.76	2.33	616.98	0.00

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100.00	30.00	10.05	8.04	0	0	0	0
2	0.25	100.00	32.50	10.05	8.04	27	10	361	-322
3	0.50	100.00	35.00	26.14	8.04	79	20	1184	-969
4	0.75	100.00	37.50	26.14	8.04	164	31	3028	-1979
5	1.00	100.00	40.00	26.14	8.04	272	42	5691	-3284
6	1.25	100.00	42.50	26.14	8.04	401	53	9154	-4856
7	1.50	100.00	45.00	26.14	8.04	548	65	13402	-6672
8	1.75	100.00	47.50	26.14	8.04	712	76	18425	-8714
9	2.00	100.00	50.00	26.14	8.04	890	88	24194	-10958
10	2.25	100.00	52.50	26.14	14.07	1022	98	30354	-12558
11	2.50	100.00	55.00	26.14	14.07	1212	108	37362	-14973

12	2.75	100.00	57.50	26.14	14.07	1409	118	44916	-17496
13	3.00	100.00	60.00	26.14	14.07	1611	126	52960	-20105
14	3.25	100.00	62.50	26.14	14.07	1817	135	61448	-22782
15	3.50	100.00	65.00	26.14	14.07	2026	142	70337	-25513
16	3.75	100.00	67.50	26.14	14.07	2237	150	79593	-28287
17	4.00	100.00	70.00	26.14	14.07	2449	157	89199	-31097
18	4.25	100.00	72.50	26.14	14.07	2663	164	99156	-33945
19	4.50	100.00	75.00	52.28	28.15	2102	171	55928	-27889
20	4.75	100.00	77.50	26.14	14.07	3098	179	120138	-39756
21	5.00	100.00	79.99	26.14	14.07	3318	186	131168	-42721

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [N/mm ²]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm ²]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [N/mm ²]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [N/mm ²]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls
V _{wd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{cd}	V _{wd}
1	0.00	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	0.00	1000.00	697.15	0.00
2	0.08	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	1695.54	697.15	0.00
3	0.16	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	423.28	697.15	0.00
4	0.24	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	187.86	697.15	0.00
5	0.32	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	105.52	697.15	0.00
6	0.40	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	67.44	697.15	0.00
7	0.48	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	46.77	697.15	0.00
8	0.56	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	34.31	697.15	0.00
9	0.64	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	26.23	697.15	0.00
10	0.72	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	20.69	697.15	0.00
11	0.80	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	16.69	697.15	0.00

Inviluppo SLE

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100.00	90.00	18.10	18.10	0	0	0	0
13	0.08	100.00	90.00	18.10	18.10	3	9	188	-39
14	0.16	100.00	90.00	18.10	18.10	13	19	756	-156
15	0.24	100.00	90.00	18.10	18.10	28	29	1708	-351
16	0.32	100.00	90.00	18.10	18.10	51	38	3048	-627

17	0.40	100.00	90.00	18.10	18.10	79	48	4780	-983
18	0.48	100.00	90.00	18.10	18.10	115	58	6909	-1421
19	0.56	100.00	90.00	18.10	18.10	157	68	9438	-1942
20	0.64	100.00	90.00	18.10	18.10	205	79	12373	-2545
21	0.72	100.00	90.00	18.10	18.10	261	89	15717	-3233
22	0.80	100.00	90.00	18.10	18.10	323	99	19474	-4006

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd
1	0.00	100.00	90.00	34.18	18.10	0.00	0.00	1000.00	697.15	0.00
2	0.50	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	118.80	697.15	0.00
3	1.00	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	30.80	697.15	0.00
4	1.50	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	17.18	697.15	0.00
5	2.00	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	12.33	697.15	0.00
6	2.50	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	9.80	697.15	0.00
7	3.00	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	8.31	697.15	0.00
8	3.50	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	6.85	697.15	0.00
9	4.00	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	5.62	697.15	0.00
10	4.50	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	4.80	697.15	0.00
11	5.00	100.00	90.00	18.10	18.10	0.00	596.55	4.25	697.15	0.00

Inviluppo SLE

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100.00	90.00	34.18	18.10	0	0	0	0
13	0.50	100.00	90.00	18.10	18.10	23	-12	634	1370
14	1.00	100.00	90.00	18.10	18.10	92	-17	1717	5538
15	1.50	100.00	90.00	18.10	18.10	136	19	4851	8172
16	2.00	100.00	90.00	18.10	18.10	178	27	10738	8068
17	2.50	100.00	90.00	18.10	18.10	303	33	18267	6106
18	3.00	100.00	90.00	18.10	18.10	447	37	26940	-5542
19	3.50	100.00	90.00	18.10	18.10	604	39	36408	-7490
20	4.00	100.00	90.00	18.10	18.10	768	40	46325	-9530
21	4.50	100.00	90.00	18.10	18.10	934	40	56345	-11591
22	5.00	100.00	90.00	18.10	18.10	1097	40	66119	-13602

Verifiche a fessurazione

Combinazione n° 17

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M_{pf} Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kNm]

ϵ_m deformazione media espressa in [%]

s_m Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	0.00	10.05	8.04	-26.49	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.25	10.05	8.04	-30.93	-0.30	0.0000	0.00	0.000
3	0.50	26.14	8.04	-40.85	-1.28	0.0000	0.00	0.000
4	0.75	26.14	8.04	-46.43	-3.09	0.0000	0.00	0.000
5	1.00	26.14	8.04	-52.34	-5.85	0.0000	0.00	0.000
6	1.25	26.14	8.04	-58.57	-9.70	0.0000	0.00	0.000
7	1.50	26.14	8.04	-65.13	-14.78	0.0000	0.00	0.000
8	1.75	26.14	8.04	-72.02	-21.22	0.0000	0.00	0.000
9	2.00	26.14	8.04	-79.23	-29.13	0.0000	0.00	0.000
10	2.25	26.14	14.07	-87.53	-38.57	0.0000	0.00	0.000
11	2.50	26.14	14.07	-95.45	-49.60	0.0000	0.00	0.000
12	2.75	26.14	14.07	-103.69	-62.24	0.0000	0.00	0.000
13	3.00	26.14	14.07	-112.26	-76.54	0.0000	0.00	0.000
14	3.25	26.14	14.07	-121.16	-92.51	0.0000	0.00	0.000
15	3.50	26.14	14.07	-130.38	-110.18	0.0000	0.00	0.000
16	3.75	26.14	14.07	-139.93	-129.58	0.0000	0.00	0.000
17	4.00	26.14	14.07	-149.80	-150.76	0.0297	233.64	0.118
18	4.25	26.14	14.07	-160.00	-173.78	0.0349	233.64	0.139
19	4.50	52.28	28.15	-194.54	-198.72	0.0189	141.82	0.046
20	4.75	26.14	14.07	-181.38	-225.66	0.0456	233.64	0.181
21	5.00	26.14	14.07	-192.56	-254.67	0.0511	233.64	0.203

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	-1.10	18.10	18.10	-233.52	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.02	18.10	18.10	233.52	0.23	0.0000	0.00	0.000
3	-0.94	18.10	18.10	233.52	0.94	0.0000	0.00	0.000
4	-0.86	18.10	18.10	233.52	2.14	0.0000	0.00	0.000
5	-0.78	18.10	18.10	233.52	3.82	0.0000	0.00	0.000
6	-0.70	18.10	18.10	233.52	6.00	0.0000	0.00	0.000
7	-0.62	18.10	18.10	233.52	8.68	0.0000	0.00	0.000
8	-0.54	18.10	18.10	233.52	11.88	0.0000	0.00	0.000
9	-0.46	18.10	18.10	233.52	15.60	0.0000	0.00	0.000
10	-0.38	18.10	18.10	233.52	19.85	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	18.10	18.10	233.52	24.63	0.0000	0.00	0.000
12	0.50	18.10	18.10	233.52	97.86	0.0000	0.00	0.000
13	1.00	18.10	18.10	233.52	83.40	0.0000	0.00	0.000

14	1.50	18.10	18.10	233.52	68.57	0.0000	0.00	0.000
15	2.00	18.10	18.10	233.52	53.89	0.0000	0.00	0.000
16	2.50	18.10	18.10	233.52	39.87	0.0000	0.00	0.000
17	3.00	18.10	18.10	233.52	27.04	0.0000	0.00	0.000
18	3.50	18.10	18.10	233.52	15.89	0.0000	0.00	0.000
19	4.00	18.10	18.10	233.52	7.18	0.0000	0.00	0.000
20	4.50	18.10	18.10	233.52	2.54	0.0000	0.00	0.000
21	5.00	18.10	18.10	233.52	0.94	0.0000	0.00	0.000
22	5.50	34.18	18.10	-249.55	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n° 18

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M_{pf} Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kNm]

ϵ_m deformazione media espressa in [%]

s_m Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	0.00	10.05	8.04	-26.49	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.25	10.05	8.04	-30.93	-0.30	0.0000	0.00	0.000
3	0.50	26.14	8.04	-40.85	-1.28	0.0000	0.00	0.000
4	0.75	26.14	8.04	-46.43	-3.09	0.0000	0.00	0.000
5	1.00	26.14	8.04	-52.34	-5.85	0.0000	0.00	0.000
6	1.25	26.14	8.04	-58.57	-9.70	0.0000	0.00	0.000
7	1.50	26.14	8.04	-65.13	-14.78	0.0000	0.00	0.000
8	1.75	26.14	8.04	-72.02	-21.22	0.0000	0.00	0.000
9	2.00	26.14	8.04	-79.23	-29.13	0.0000	0.00	0.000
10	2.25	26.14	14.07	-87.53	-38.57	0.0000	0.00	0.000
11	2.50	26.14	14.07	-95.45	-49.60	0.0000	0.00	0.000
12	2.75	26.14	14.07	-103.69	-62.24	0.0000	0.00	0.000
13	3.00	26.14	14.07	-112.26	-76.54	0.0000	0.00	0.000
14	3.25	26.14	14.07	-121.16	-92.51	0.0000	0.00	0.000
15	3.50	26.14	14.07	-130.38	-110.18	0.0000	0.00	0.000
16	3.75	26.14	14.07	-139.93	-129.58	0.0000	0.00	0.000
17	4.00	26.14	14.07	-149.80	-150.76	0.0297	233.64	0.118
18	4.25	26.14	14.07	-160.00	-173.78	0.0349	233.64	0.139
19	4.50	52.28	28.15	-194.54	-198.72	0.0189	141.82	0.046
20	4.75	26.14	14.07	-181.38	-225.66	0.0456	233.64	0.181
21	5.00	26.14	14.07	-192.56	-254.67	0.0511	233.64	0.203

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	-1.10	18.10	18.10	-233.52	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.02	18.10	18.10	233.52	0.25	0.0000	0.00	0.000
3	-0.94	18.10	18.10	233.52	1.01	0.0000	0.00	0.000
4	-0.86	18.10	18.10	233.52	2.29	0.0000	0.00	0.000

5	-0.78	18.10	18.10	233.52	4.10	0.0000	0.00	0.000
6	-0.70	18.10	18.10	233.52	6.43	0.0000	0.00	0.000
7	-0.62	18.10	18.10	233.52	9.30	0.0000	0.00	0.000
8	-0.54	18.10	18.10	233.52	12.72	0.0000	0.00	0.000
9	-0.46	18.10	18.10	233.52	16.69	0.0000	0.00	0.000
10	-0.38	18.10	18.10	233.52	21.21	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	18.10	18.10	233.52	26.31	0.0000	0.00	0.000
12	0.50	18.10	18.10	233.52	73.63	0.0000	0.00	0.000
13	1.00	18.10	18.10	233.52	59.78	0.0000	0.00	0.000
14	1.50	18.10	18.10	233.52	46.37	0.0000	0.00	0.000
15	2.00	18.10	18.10	233.52	33.79	0.0000	0.00	0.000
16	2.50	18.10	18.10	233.52	22.41	0.0000	0.00	0.000
17	3.00	18.10	18.10	233.52	12.61	0.0000	0.00	0.000
18	3.50	18.10	18.10	233.52	4.76	0.0000	0.00	0.000
19	4.00	18.10	18.10	-233.52	-0.53	0.0000	0.00	0.000
20	4.50	18.10	18.10	-233.52	-1.75	0.0000	0.00	0.000
21	5.00	18.10	18.10	-233.52	-0.25	0.0000	0.00	0.000
22	5.50	34.18	18.10	-249.55	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n° 19

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M_{pf} Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kNm]

ϵ_m deformazione media espressa in [%]

s_m Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	0.00	10.05	8.04	-26.49	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.25	10.05	8.04	-30.93	-0.30	0.0000	0.00	0.000
3	0.50	26.14	8.04	-40.85	-1.28	0.0000	0.00	0.000
4	0.75	26.14	8.04	-46.43	-3.09	0.0000	0.00	0.000
5	1.00	26.14	8.04	-52.34	-5.85	0.0000	0.00	0.000
6	1.25	26.14	8.04	-58.57	-9.70	0.0000	0.00	0.000
7	1.50	26.14	8.04	-65.13	-14.78	0.0000	0.00	0.000
8	1.75	26.14	8.04	-72.02	-21.22	0.0000	0.00	0.000
9	2.00	26.14	8.04	-79.23	-29.13	0.0000	0.00	0.000
10	2.25	26.14	14.07	-87.53	-38.57	0.0000	0.00	0.000
11	2.50	26.14	14.07	-95.45	-49.60	0.0000	0.00	0.000
12	2.75	26.14	14.07	-103.69	-62.24	0.0000	0.00	0.000
13	3.00	26.14	14.07	-112.26	-76.54	0.0000	0.00	0.000
14	3.25	26.14	14.07	-121.16	-92.51	0.0000	0.00	0.000
15	3.50	26.14	14.07	-130.38	-110.18	0.0000	0.00	0.000
16	3.75	26.14	14.07	-139.93	-129.58	0.0000	0.00	0.000
17	4.00	26.14	14.07	-149.80	-150.76	0.0297	233.64	0.118
18	4.25	26.14	14.07	-160.00	-173.78	0.0349	233.64	0.139
19	4.50	52.28	28.15	-194.54	-198.72	0.0189	141.82	0.046
20	4.75	26.14	14.07	-181.38	-225.66	0.0456	233.64	0.181
21	5.00	26.14	14.07	-192.56	-254.67	0.0511	233.64	0.203

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	-1.10	18.10	18.10	-233.52	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.02	18.10	18.10	233.52	0.28	0.0000	0.00	0.000
3	-0.94	18.10	18.10	233.52	1.12	0.0000	0.00	0.000
4	-0.86	18.10	18.10	233.52	2.53	0.0000	0.00	0.000
5	-0.78	18.10	18.10	233.52	4.51	0.0000	0.00	0.000
6	-0.70	18.10	18.10	233.52	7.08	0.0000	0.00	0.000
7	-0.62	18.10	18.10	233.52	10.23	0.0000	0.00	0.000
8	-0.54	18.10	18.10	233.52	13.97	0.0000	0.00	0.000
9	-0.46	18.10	18.10	233.52	18.31	0.0000	0.00	0.000
10	-0.38	18.10	18.10	233.52	23.26	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	18.10	18.10	233.52	28.82	0.0000	0.00	0.000
12	0.50	18.10	18.10	233.52	37.29	0.0000	0.00	0.000
13	1.00	18.10	18.10	233.52	24.36	0.0000	0.00	0.000
14	1.50	18.10	18.10	233.52	13.09	0.0000	0.00	0.000
15	2.00	18.10	18.10	233.52	3.65	0.0000	0.00	0.000
16	2.50	18.10	18.10	-233.52	-3.78	0.0000	0.00	0.000
17	3.00	18.10	18.10	-233.52	-9.04	0.0000	0.00	0.000
18	3.50	18.10	18.10	-233.52	-11.94	0.0000	0.00	0.000
19	4.00	18.10	18.10	-233.52	-12.10	0.0000	0.00	0.000
20	4.50	18.10	18.10	-233.52	-8.20	0.0000	0.00	0.000
21	5.00	18.10	18.10	-233.52	-2.03	0.0000	0.00	0.000
22	5.50	34.18	18.10	-249.55	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n° 20

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M_{pf} Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kNm]

ε_m deformazione media espressa in [%]

S_m Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	10.05	8.04	-26.49	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.25	10.05	8.04	-30.93	-0.31	0.0000	0.00	0.000
3	0.50	26.14	8.04	-40.85	-1.34	0.0000	0.00	0.000
4	0.75	26.14	8.04	-46.43	-3.22	0.0000	0.00	0.000
5	1.00	26.14	8.04	-52.34	-6.09	0.0000	0.00	0.000
6	1.25	26.14	8.04	-58.57	-10.10	0.0000	0.00	0.000
7	1.50	26.14	8.04	-65.13	-15.39	0.0000	0.00	0.000
8	1.75	26.14	8.04	-72.02	-22.08	0.0000	0.00	0.000
9	2.00	26.14	8.04	-79.23	-30.31	0.0000	0.00	0.000
10	2.25	26.14	14.07	-87.53	-40.13	0.0000	0.00	0.000
11	2.50	26.14	14.07	-95.45	-51.59	0.0000	0.00	0.000
12	2.75	26.14	14.07	-103.69	-64.74	0.0000	0.00	0.000
13	3.00	26.14	14.07	-112.26	-79.60	0.0000	0.00	0.000
14	3.25	26.14	14.07	-121.16	-96.21	0.0000	0.00	0.000

15	3.50	26.14	14.07	-130.38	-114.58	0.0000	0.00	0.000
16	3.75	26.14	14.07	-139.93	-134.75	0.0000	0.00	0.000
17	4.00	26.14	14.07	-149.80	-156.77	0.0320	233.64	0.127
18	4.25	26.14	14.07	-160.00	-180.71	0.0374	233.64	0.148
19	4.50	52.28	28.15	-194.54	-206.64	0.0204	141.82	0.049
20	4.75	26.14	14.07	-181.38	-234.66	0.0484	233.64	0.192
21	5.00	26.14	14.07	-192.56	-264.82	0.0541	233.64	0.215

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	-1.10	18.10	18.10	-233.52	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.02	18.10	18.10	233.52	0.26	0.0000	0.00	0.000
3	-0.94	18.10	18.10	233.52	1.04	0.0000	0.00	0.000
4	-0.86	18.10	18.10	233.52	2.34	0.0000	0.00	0.000
5	-0.78	18.10	18.10	233.52	4.18	0.0000	0.00	0.000
6	-0.70	18.10	18.10	233.52	6.56	0.0000	0.00	0.000
7	-0.62	18.10	18.10	233.52	9.49	0.0000	0.00	0.000
8	-0.54	18.10	18.10	233.52	12.97	0.0000	0.00	0.000
9	-0.46	18.10	18.10	233.52	17.02	0.0000	0.00	0.000
10	-0.38	18.10	18.10	233.52	21.63	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	18.10	18.10	233.52	26.82	0.0000	0.00	0.000
12	0.50	18.10	18.10	233.52	82.60	0.0000	0.00	0.000
13	1.00	18.10	18.10	233.52	68.12	0.0000	0.00	0.000
14	1.50	18.10	18.10	233.52	54.19	0.0000	0.00	0.000
15	2.00	18.10	18.10	233.52	41.12	0.0000	0.00	0.000
16	2.50	18.10	18.10	233.52	29.20	0.0000	0.00	0.000
17	3.00	18.10	18.10	233.52	18.73	0.0000	0.00	0.000
18	3.50	18.10	18.10	233.52	10.00	0.0000	0.00	0.000
19	4.00	18.10	18.10	233.52	3.54	0.0000	0.00	0.000
20	4.50	18.10	18.10	233.52	0.78	0.0000	0.00	0.000
21	5.00	18.10	18.10	233.52	0.46	0.0000	0.00	0.000
22	5.50	34.18	18.10	-249.55	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n° 21

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M_{pf} Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kNm]

ε_m deformazione media espressa in [%]

S_m Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

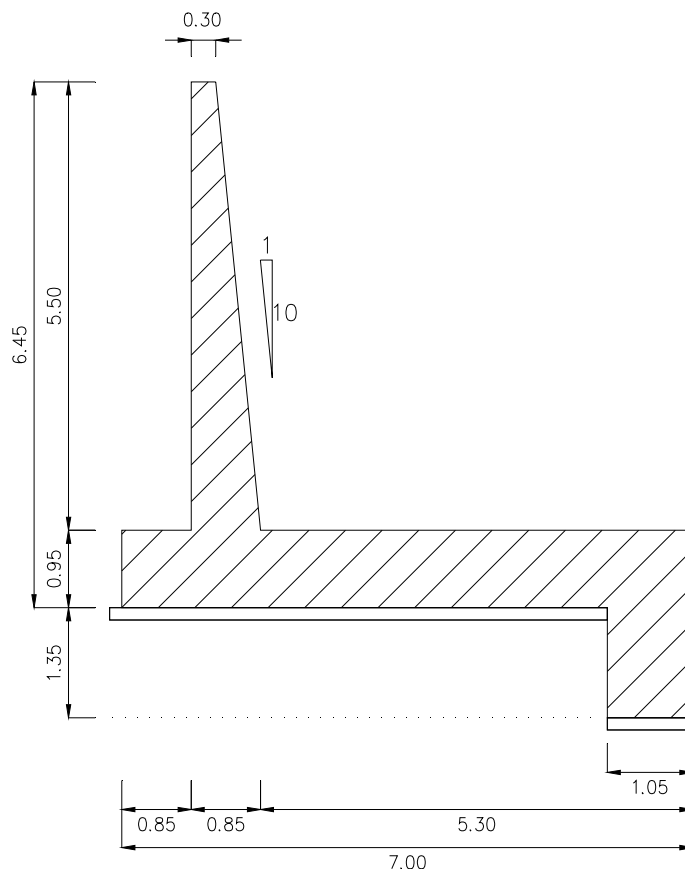
N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	10.05	8.04	-26.49	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.25	10.05	8.04	-30.93	-0.31	0.0000	0.00	0.000
3	0.50	26.14	8.04	-40.85	-1.32	0.0000	0.00	0.000
4	0.75	26.14	8.04	-46.43	-3.18	0.0000	0.00	0.000
5	1.00	26.14	8.04	-52.34	-6.02	0.0000	0.00	0.000

6	1.25	26.14	8.04	-58.57	-9.98	0.0000	0.00	0.000
7	1.50	26.14	8.04	-65.13	-15.20	0.0000	0.00	0.000
8	1.75	26.14	8.04	-72.02	-21.82	0.0000	0.00	0.000
9	2.00	26.14	8.04	-79.23	-29.94	0.0000	0.00	0.000
10	2.25	26.14	14.07	-87.53	-39.64	0.0000	0.00	0.000
11	2.50	26.14	14.07	-95.45	-50.97	0.0000	0.00	0.000
12	2.75	26.14	14.07	-103.69	-63.96	0.0000	0.00	0.000
13	3.00	26.14	14.07	-112.26	-78.64	0.0000	0.00	0.000
14	3.25	26.14	14.07	-121.16	-95.04	0.0000	0.00	0.000
15	3.50	26.14	14.07	-130.38	-113.19	0.0000	0.00	0.000
16	3.75	26.14	14.07	-139.93	-133.12	0.0000	0.00	0.000
17	4.00	26.14	14.07	-149.80	-154.88	0.0313	233.64	0.124
18	4.25	26.14	14.07	-160.00	-178.52	0.0366	233.64	0.145
19	4.50	52.28	28.15	-194.54	-204.14	0.0199	141.82	0.048
20	4.75	26.14	14.07	-181.38	-231.82	0.0475	233.64	0.189
21	5.00	26.14	14.07	-192.56	-261.62	0.0532	233.64	0.211

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	-1.10	18.10	18.10	-233.52	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.02	18.10	18.10	233.52	0.25	0.0000	0.00	0.000
3	-0.94	18.10	18.10	233.52	1.02	0.0000	0.00	0.000
4	-0.86	18.10	18.10	233.52	2.31	0.0000	0.00	0.000
5	-0.78	18.10	18.10	233.52	4.12	0.0000	0.00	0.000
6	-0.70	18.10	18.10	233.52	6.46	0.0000	0.00	0.000
7	-0.62	18.10	18.10	233.52	9.34	0.0000	0.00	0.000
8	-0.54	18.10	18.10	233.52	12.77	0.0000	0.00	0.000
9	-0.46	18.10	18.10	233.52	16.75	0.0000	0.00	0.000
10	-0.38	18.10	18.10	233.52	21.29	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	18.10	18.10	233.52	26.39	0.0000	0.00	0.000
12	0.50	18.10	18.10	233.52	55.13	0.0000	0.00	0.000
13	1.00	18.10	18.10	233.52	45.56	0.0000	0.00	0.000
14	1.50	18.10	18.10	233.52	36.12	0.0000	0.00	0.000
15	2.00	18.10	18.10	233.52	27.09	0.0000	0.00	0.000
16	2.50	18.10	18.10	233.52	18.76	0.0000	0.00	0.000
17	3.00	18.10	18.10	233.52	11.38	0.0000	0.00	0.000
18	3.50	18.10	18.10	233.52	5.23	0.0000	0.00	0.000
19	4.00	18.10	18.10	233.52	0.82	0.0000	0.00	0.000
20	4.50	18.10	18.10	-233.52	-0.44	0.0000	0.00	0.000
21	5.00	18.10	18.10	233.52	0.15	0.0000	0.00	0.000
22	5.50	34.18	18.10	-249.55	0.00	0.0000	0.00	0.000

11. MURI DI RISVOLTO TIPO 2



11.1. Analisi dei carichi

11.1.1. Carichi permanenti

Peso Proprio Elementi Strutturali:

Peso proprio del cls 25.00 kN/m³

Spinta del terreno:

Il calcolo della spinta, eseguito dal programma di calcolo, è condotta con il metodo di Culmann, il quale adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti.

11.1.2. Sovraccarichi accidentali

Per la determinazione dell'incremento di spinta dovuto al carico accidentale (eventuale viabilità stradale o di cantiere), si considerano i seguenti carichi:

$q_a = 20 \text{ kN/m}^2$ sovraccarico accidentale in condizioni statiche

11.1.3. Azione sismica

Vedere paragrafo 6.1.4.

11.2. Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	5.50 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.85 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	5.71 [°]
Lunghezza del muro	5.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.85 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	5.30 [m]
Lunghezza totale fondazione	7.00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.95 [m]
Spessore magrone	0.15 [m]
Altezza dello sperone di fondazione	1.35 [m]
Spessore dello sperone di fondazione	1.05 [m]

11.3. Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico	25.000 [kN/mc]
Classe di Resistenza	C28/35
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	35.00 [N/mm ²]
Modulo elastico E	32587.986 [N/mm ²]

Acciaio

Tipo	B450C
Tensione ammissibile σ_{fa}	449.94 [N/mm ²]
Tensione di snervamento σ_{fa}	449.94 [N/mm ²]

11.4. Caratteristiche terreni

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	4.03	2.30	29.74
2	20.00	2.30	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0.50 [m]

Falda

Quota della falda a monte del muro rispetto al piano di posa della fondazione 0.01 [m]

Quota della falda a valle del muro rispetto al piano di posa della fondazione 0.01 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [N/mm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [N/mm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	19.00	20.00	35.00	23.33	0.0	0.0
Tal1	20.00	20.00	25.00	16.67	15.0	0.0

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	6.45	0.00	0.00	0.00	Rilevato
2	8.00	0.00	5.43	0.00	Tall

11.5. Carichi applicati, combinazioni e sollecitazioni

11.5.1. Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (mobile)

D Profilo $X_i=5.32$ $X_f=20.00$ $Q_i=20.0000$ $Q_f=20.0000$

11.5.2. Combinazioni delle azioni

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Simbologia adottata

γ_{Gsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti

γ_{Gfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti

γ_{Qsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili

γ_{Qfav} Coefficiente parziale favorevole 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

γ_{γ} Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0.90	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gs fav}$	1.10	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qs fav}$	1.50	1.50	1.30

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 sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gs fav}$	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qs fav}$	1.00	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	1.25
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

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

Coeff. di combinazione $\Psi_0 = 0.40$ $\Psi_1 = 0.40$ $\Psi_2 = 0.00$

Simbologia adottata

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

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.10	1.00	1.10
Spinta terreno	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 4 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	1.30	1.00	1.30
mobile	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
mobile	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.10	1.00	1.10
Spinta terreno	1.10	1.00	1.10
mobile	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 8 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
mobile	1.30	1.00	1.30

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

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

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

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

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

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

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

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
mobile	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 19 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
mobile	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

11.5.3. Impostazioni analisi

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.93 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 2.56$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 1.28$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.47 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 1.30$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.65$

Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
------------------------------------	--------------------------------

Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Lunghezza del muro	5.00 [m]
Peso muro	280.7895 [kN]
Baricentro del muro	X=2.07 Y=-5.34

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 5.85	Y = -7.80
Punto superiore superficie di spinta	X = 5.85	Y = 2.30
Altezza della superficie di spinta	10.10	[m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00	[°]

11.5.4. Analisi delle spinte

COMBINAZIONE n° 1

Valore della spinta statica	316.5266	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	293.8658	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	117.6095	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.53	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	21.81	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.32	[°]		
Spinta falda	11.7901	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.85	[m]	Y = -7.35	[m]
Sottospinta falda	0.6865	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	975.4254	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.22	[m]	Y = -1.89	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	305.6559	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1373.1379	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-446.1362	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1373.1379	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	305.6559	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.45	[m]
Risultante in fondazione	1406.7456	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.55	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-624.1195	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4615.8065	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	119.74	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	272.56	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 20.21$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 10.08$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 4.99$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.73
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.36

COMBINAZIONE n° 2

Valore della spinta statica	302.3038	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	287.8300	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	92.4203	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.50	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17.80	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.71	[°]		
Spinta falda	9.0693	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.85	[m]	Y = -7.35	[m]
Sottospinta falda	0.6865	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	750.3272	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.22	[m]	Y = -1.89	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	296.8993	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1122.8506	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-313.5189	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1122.8506	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	296.8993	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.30	[m]
Risultante in fondazione	1161.4399	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14.81	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-340.1315	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2505.1421	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	118.75	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	202.04	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 15.27$	$N'_c = 14.11$
$N_q = 6.70$	$N'_q = 6.01$
$N_\gamma = 3.11$	$N'_\gamma = 1.61$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.22
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.23

COMBINAZIONE n° 3

Valore della spinta statica	334.5582	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	318.5773	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	102.1651	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.52	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17.78	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.65	[°]		
Spinta falda	9.9763	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.85	[m]	Y = -7.35	[m]
Sottospinta falda	0.6865	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	825.3600	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.22	[m]	Y = -1.89	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	328.5536	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1207.6280	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-336.8459	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	609.6493	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	5221.7784	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1207.6280	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	328.5536	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.32	[m]
Risultante in fondazione	1251.5243	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15.22	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-385.1729	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	8.57
--	------

COMBINAZIONE n° 4 - Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.74 Y[m]= 4.47

Raggio del cerchio R[m]= 13.93

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -10.97

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 13.03

Larghezza della striscia dx[m]= 0.96

Coefficiente di sicurezza C= 1.76

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	3070.38	73.79	2948.37	3.44	29.26	0.000	0.000
2	7860.90	62.58	6977.72	2.08	29.26	0.000	0.000
3	10848.85	54.86	8871.38	1.67	29.26	0.000	0.000
4	13123.56	48.45	9821.25	1.45	29.26	0.000	0.000
5	14956.32	42.78	10158.40	1.31	29.26	0.000	0.000
6	16485.06	37.60	10058.05	1.21	23.59	0.079	0.012
7	17808.68	32.76	9636.39	1.14	20.46	0.122	0.079
8	19609.17	28.17	9257.71	1.09	20.46	0.122	0.136
9	20813.09	23.77	8390.48	1.05	20.46	0.122	0.183
10	20921.02	19.52	6991.18	1.02	20.46	0.122	0.221
11	20562.04	15.38	5453.35	1.00	20.46	0.122	0.251
12	19985.81	11.32	3922.51	0.98	20.46	0.122	0.274
13	19272.08	7.31	2453.69	0.97	20.46	0.122	0.290
14	19258.42	3.35	1124.20	0.96	20.46	0.122	0.299
15	8962.19	-0.61	-94.72	0.96	20.46	0.122	0.301
16	8496.86	-4.56	-675.60	0.96	20.46	0.122	0.297
17	8280.91	-8.54	-1229.35	0.97	20.46	0.122	0.286
18	7930.66	-12.56	-1724.15	0.98	20.46	0.122	0.268
19	7440.67	-16.64	-2130.67	1.00	20.46	0.122	0.243
20	6802.83	-20.81	-2417.13	1.03	20.46	0.122	0.210
21	6005.60	-25.11	-2548.06	1.06	20.46	0.122	0.170
22	5032.78	-29.56	-2482.48	1.10	20.46	0.122	0.120
23	3861.38	-34.21	-2171.12	1.16	20.46	0.122	0.060
24	2464.54	-39.15	-1555.87	1.24	26.29	0.041	0.000
25	857.68	-44.46	-600.72	1.34	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 2850.9511$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 769.1951$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 1169.8124$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.25$

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	395.1650	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	366.6241	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	147.4521	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.24	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	21.91	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.26	[°]		
Spinta falda	11.7901	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.85	[m]	Y = -7.35	[m]
Sottospinta falda	0.6865	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	991.3382	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.22	[m]	Y = -1.89	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	378.4143	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1418.8934	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-466.5250	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1418.8934	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	378.4143	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.35	[m]
Risultante in fondazione	1468.4876	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14.93	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-494.0010	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4360.2635	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	142.20	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	263.17	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 19.16$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 9.56$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 3.97$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.45
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.07

COMBINAZIONE n° 6

Valore della spinta statica	386.9989	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	368.2847	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	118.8886	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.17	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17.89	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.65	[°]		

Spinta falda	9.0693	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.85	[m]	Y = -7.35	[m]
Sottospinta falda	0.6865	[kN]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	764.1184	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.22	[m]	Y = -1.89	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	377.3541	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1163.1099	[kN]		
Resistenza passiva dente di fondazione	-330.7360	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1163.1099	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	377.3541	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.14	[m]		
Risultante in fondazione	1222.7922	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17.97	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-166.3653	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	2331.8488	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	145.78	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	186.52	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 15.27$	$N'_c = 13.13$
$N_q = 6.70$	$N'_q = 5.59$
$N_\gamma = 3.11$	$N'_\gamma = 1.01$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.00
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.00

COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	432.2849	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	411.4115	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	132.7058	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.17	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17.88	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.58	[°]		
Spinta falda	9.9763	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.85	[m]	Y = -7.35	[m]
Sottospinta falda	0.6865	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	841.2728	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.22	[m]	Y = -1.89	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	421.3878	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1254.0816	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-356.7118	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	930.8205	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	5505.0503	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1254.0816	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	421.3878	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.15	[m]
Risultante in fondazione	1322.9846	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18.57	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-184.6765	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	5.91
--	------

COMBINAZIONE n° 8 - Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.74 Y[m]= 5.21

Raggio del cerchio R[m]= 14.59

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -11.18

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 13.56

Larghezza della striscia dx[m]= 0.99

Coefficiente di sicurezza C= 1.60

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	5545.54	72.02	5274.71	3.21	29.26	0.000	0.000
2	10233.93	61.76	9016.21	2.09	29.26	0.000	0.000
3	13320.93	54.32	10820.67	1.70	29.26	0.000	0.000
4	15698.06	48.08	11680.56	1.48	29.26	0.000	0.000
5	17624.37	42.53	11914.42	1.34	29.26	0.000	0.000
6	19226.66	37.45	11690.66	1.25	25.92	0.046	0.000
7	20617.80	32.69	11135.96	1.18	20.46	0.122	0.061
8	22076.48	28.18	10424.75	1.12	20.46	0.122	0.120
9	22246.42	23.85	8994.78	1.08	20.46	0.122	0.168
10	21429.48	19.66	7209.97	1.05	20.46	0.122	0.208
11	21197.69	15.58	5693.38	1.03	20.46	0.122	0.239
12	20593.82	11.58	4133.69	1.01	20.46	0.122	0.263
13	19845.72	7.64	2636.87	1.00	20.46	0.122	0.280
14	20815.94	3.73	1353.32	0.99	20.46	0.122	0.290
15	9226.70	-0.16	-26.20	0.99	20.46	0.122	0.293
16	8603.76	-4.05	-608.22	0.99	20.46	0.122	0.289
17	8393.35	-7.96	-1162.88	1.00	20.46	0.122	0.279
18	8043.10	-11.91	-1660.13	1.01	20.46	0.122	0.261
19	7547.79	-15.92	-2070.09	1.03	20.46	0.122	0.237
20	6899.59	-20.01	-2360.57	1.05	20.46	0.122	0.205
21	6087.34	-24.21	-2495.85	1.08	20.46	0.122	0.164
22	5095.46	-28.55	-2435.08	1.13	20.46	0.122	0.115
23	3902.07	-33.08	-2129.74	1.18	20.46	0.122	0.056
24	2484.34	-37.86	-1524.72	1.25	26.64	0.036	0.000
25	859.68	-42.98	-586.06	1.35	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 3114.7988$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 930.8660$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 1302.5387$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.13$

COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	238.1633	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	220.9713	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	88.8452	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.48	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	21.90	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.44	[°]		
Incremento sismico della spinta	32.4286	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.48	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	51.01	[°]		
Spinta falda	9.0693	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.85	[m]	Y = -7.35	[m]
Sottospinta falda	0.6865	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	750.3272	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.22	[m]	Y = -1.89	[m]
Inerzia del muro	7.2023	[kN]		
Inerzia verticale del muro	3.6011	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	19.2459	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	9.6229	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	286.5764	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1144.5968	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-377.6830	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1144.5968	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	286.5764	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.30	[m]
Risultante in fondazione	1179.9271	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14.06	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-347.0654	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4592.1744	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	121.01	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	206.00	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 19.59$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 9.77$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 4.38$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.54
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.01

COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	238.1633	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	220.9713	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	88.8452	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.48	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	21.90	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.44	[°]		

Incremento sismico della spinta	25.7559	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.48	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	50.94	[°]		

Spinta falda	9.0693	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.85	[m]	Y = -7.35	[m]
Sottospinta falda	0.6865	[kN]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	750.3272	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.22	[m]	Y = -1.89	[m]
Inerzia del muro	7.2023	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-3.6011	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	19.2459	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-9.6229	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	280.3855	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1115.6595	[kN]		
Resistenza passiva dente di fondazione	-368.6306	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1115.6595	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	280.3855	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.30	[m]		
Risultante in fondazione	1150.3530	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14.11	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-335.9602	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	4586.1659	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	118.24	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	200.50	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 19.56$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 9.76$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 4.35$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.54
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.11

COMBINAZIONE n° 11

Valore della spinta statica	302.3038	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	287.8300	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	92.4203	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.50	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17.80	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.71	[°]		
Incremento sismico della spinta	36.8165	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.50	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	48.02	[°]		
Spinta falda	9.0693	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.85	[m]	Y = -7.35	[m]
Sottospinta falda	0.6865	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	750.3272	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.22	[m]	Y = -1.89	[m]
Inerzia del muro	7.2023	[kN]		
Inerzia verticale del muro	3.6011	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	19.2459	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	9.6229	[kN]		
<u>Risultanti</u>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	358.4012	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1147.3302	[kN]		
Resistenza passiva dente di fondazione	-324.3984	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1147.3302	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	358.4012	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.19	[m]		
Risultante in fondazione	1202.0058	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17.35	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-222.6439	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	2349.6039	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	136.64	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	191.15	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 15.27$	$N'_c = 13.31$
$N_q = 6.70$	$N'_q = 5.67$
$N_\gamma = 3.11$	$N'_\gamma = 1.12$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.04
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.05

COMBINAZIONE n° 12

Valore della spinta statica	302.3038	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	287.8300	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	92.4203	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.50	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17.80	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.71	[°]		

Incremento sismico della spinta	28.5783	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.50	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	47.96	[°]		

Spinta falda	9.0693	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.85	[m]	Y = -7.35	[m]
Sottospinta falda	0.6865	[kN]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	750.3272	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.22	[m]	Y = -1.89	[m]
Inerzia del muro	7.2023	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-3.6011	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	19.2459	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-9.6229	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	350.5575	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1118.3635	[kN]		
Resistenza passiva dente di fondazione	-316.6334	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1118.3635	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	350.5575	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.19	[m]		
Risultante in fondazione	1172.0185	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17.40	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-214.5090	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	2346.1216	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	133.49	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	186.02	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 15.27$	$N'_c = 13.29$
$N_q = 6.70$	$N'_q = 5.67$
$N_\gamma = 3.11$	$N'_\gamma = 1.11$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.04
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.10

COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica	302.3038	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	287.8300	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	92.4203	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.50	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17.80	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.71	[°]		
Incremento sismico della spinta	36.8165	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.50	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	48.02	[°]		
Spinta falda	9.0693	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.85	[m]	Y = -7.35	[m]
Sottospinta falda	0.6865	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	750.3272	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.22	[m]	Y = -1.89	[m]
Inerzia del muro	7.2023	[kN]		
Inerzia verticale del muro	3.6011	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	19.2459	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	9.6229	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	358.4012	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1147.3302	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-324.3984	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	719.8192	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	4958.3638	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1147.3302	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	358.4012	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.19	[m]
Risultante in fondazione	1202.0058	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17.35	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-222.6439	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	6.89
--	------

COMBINAZIONE n° 14

Valore della spinta statica	302.3038	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	287.8300	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	92.4203	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.50	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17.80	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.71	[°]		
Incremento sismico della spinta	28.5783	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.50	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	47.96	[°]		

Spinta falda	9.0693	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.85	[m]	Y = -7.35	[m]
Sottospinta falda	0.6865	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	750.3272	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.22	[m]	Y = -1.89	[m]
Inerzia del muro	7.2023	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-3.6011	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	19.2459	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-9.6229	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	350.5575	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1118.3635	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-316.6334	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	758.1172	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	4887.1372	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1118.3635	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	350.5575	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.19	[m]
Risultante in fondazione	1172.0185	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17.40	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-214.5090	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	6.45
--	------

COMBINAZIONE n° 15 - Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.74 Y[m]= 5.21

Raggio del cerchio R[m]= 14.59

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -11.18

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 13.56

Larghezza della striscia dx[m]= 0.99

Coefficiente di sicurezza C= 1.65

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	2922.28	72.02	2779.57	3.21	29.26	0.000	0.000
2	7610.68	61.76	6705.09	2.09	29.26	0.000	0.000
3	10697.68	54.32	8689.78	1.70	29.26	0.000	0.000
4	13074.81	48.08	9728.66	1.48	29.26	0.000	0.000
5	15001.11	42.53	10141.04	1.34	29.26	0.000	0.000
6	16603.40	37.45	10095.60	1.25	25.92	0.046	0.000
7	17994.54	32.69	9719.10	1.18	20.46	0.122	0.061
8	19453.22	28.18	9186.02	1.12	20.46	0.122	0.120
9	21384.64	23.85	8646.34	1.08	20.46	0.122	0.168
10	21429.48	19.66	7209.97	1.05	20.46	0.122	0.208
11	21197.69	15.58	5693.38	1.03	20.46	0.122	0.239
12	20593.82	11.58	4133.69	1.01	20.46	0.122	0.263
13	19845.72	7.64	2636.87	1.00	20.46	0.122	0.280
14	20815.94	3.73	1353.32	0.99	20.46	0.122	0.290
15	9226.70	-0.16	-26.20	0.99	20.46	0.122	0.293
16	8603.76	-4.05	-608.22	0.99	20.46	0.122	0.289
17	8393.35	-7.96	-1162.88	1.00	20.46	0.122	0.279
18	8043.10	-11.91	-1660.13	1.01	20.46	0.122	0.261
19	7547.79	-15.92	-2070.09	1.03	20.46	0.122	0.237
20	6899.59	-20.01	-2360.57	1.05	20.46	0.122	0.205
21	6087.34	-24.21	-2495.85	1.08	20.46	0.122	0.164
22	5095.46	-28.55	-2435.08	1.13	20.46	0.122	0.115
23	3902.07	-33.08	-2129.74	1.18	20.46	0.122	0.056
24	2484.34	-37.86	-1524.72	1.25	26.64	0.036	0.000
25	859.68	-42.98	-586.06	1.35	29.26	0.000	0.000

$$\Sigma W_i = 2900.5413 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 781.1993 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 1195.6335 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.13$$

COMBINAZIONE n° 16 - Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.74 Y[m]= 5.21

Raggio del cerchio R[m]= 14.59

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -11.18

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 13.56

Larghezza della striscia dx[m]= 0.99

Coefficiente di sicurezza C= 1.66

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	2922.28	72.02	2779.57	3.21	29.26	0.000	0.000
2	7610.68	61.76	6705.09	2.09	29.26	0.000	0.000
3	10697.68	54.32	8689.78	1.70	29.26	0.000	0.000
4	13074.81	48.08	9728.66	1.48	29.26	0.000	0.000
5	15001.11	42.53	10141.04	1.34	29.26	0.000	0.000
6	16603.40	37.45	10095.60	1.25	25.92	0.046	0.000
7	17994.54	32.69	9719.10	1.18	20.46	0.122	0.061
8	19453.22	28.18	9186.02	1.12	20.46	0.122	0.120
9	21384.64	23.85	8646.34	1.08	20.46	0.122	0.168
10	21429.48	19.66	7209.97	1.05	20.46	0.122	0.208
11	21197.69	15.58	5693.38	1.03	20.46	0.122	0.239
12	20593.82	11.58	4133.69	1.01	20.46	0.122	0.263
13	19845.72	7.64	2636.87	1.00	20.46	0.122	0.280
14	20815.94	3.73	1353.32	0.99	20.46	0.122	0.290
15	9226.70	-0.16	-26.20	0.99	20.46	0.122	0.293
16	8603.76	-4.05	-608.22	0.99	20.46	0.122	0.289
17	8393.35	-7.96	-1162.88	1.00	20.46	0.122	0.279
18	8043.10	-11.91	-1660.13	1.01	20.46	0.122	0.261
19	7547.79	-15.92	-2070.09	1.03	20.46	0.122	0.237
20	6899.59	-20.01	-2360.57	1.05	20.46	0.122	0.205
21	6087.34	-24.21	-2495.85	1.08	20.46	0.122	0.164
22	5095.46	-28.55	-2435.08	1.13	20.46	0.122	0.115
23	3902.07	-33.08	-2129.74	1.18	20.46	0.122	0.056
24	2484.34	-37.86	-1524.72	1.25	26.64	0.036	0.000
25	859.68	-42.98	-586.06	1.35	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 2900.5413$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 781.1993$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 1195.6335$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.13$

COMBINAZIONE n° 17

Valore della spinta statica	238.1633	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	220.9713	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	88.8452	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.48	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	21.90	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.44	[°]		
Spinta falda	9.0693	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.85	[m]	Y = -7.35	[m]
Sottospinta falda	0.6865	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	750.3272	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.22	[m]	Y = -1.89	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	230.0406	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1119.2755	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-365.0184	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1119.2755	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	230.0406	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.40	[m]
Risultante in fondazione	1142.6707	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11.61	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-452.6514	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4880.9821	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	104.47	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	215.31	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 20.67$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 10.31$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 5.46$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.87
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.36

COMBINAZIONE n° 18

Valore della spinta statica	259.1322	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	240.3721	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	96.8028	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.36	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	21.94	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.38	[°]		

Spinta falda	9.0693	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.85	[m]	Y = -7.35	[m]
Sottospinta falda	0.6865	[kN]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	754.5707	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.22	[m]	Y = -1.89	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	249.4414	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1131.4765	[kN]		
Resistenza passiva dente di fondazione	-370.4554	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1131.4765	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	249.4414	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.37	[m]		
Risultante in fondazione	1158.6458	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.43	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-417.9506	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	4785.7451	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	110.46	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	212.80	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 20.31$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 10.13$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 5.09$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.75
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.23

COMBINAZIONE n° 19

Valore della spinta statica	290.5861	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	269.4736	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	108.7393	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.22	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	21.98	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.32	[°]		

Spinta falda	9.0693	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.85	[m]	Y = -7.35	[m]
Sottospinta falda	0.6865	[kN]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	760.9358	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.22	[m]	Y = -1.89	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	278.5430	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1149.7781	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-378.6109	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1149.7781	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	278.5430	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.32	[m]
Risultante in fondazione	1183.0367	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13.62	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-365.8997	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4648.9658	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	119.45	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	209.04	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 19.78$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 9.87$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 4.56$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.59
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.04

COMBINAZIONE n° 20

Valore della spinta statica	238.1633	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	220.9713	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	88.8452	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.48	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	21.90	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.44	[°]		

Incremento sismico della spinta	15.9901	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.48	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52.19	[°]		

Spinta falda	9.0693	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.85	[m]	Y = -7.35	[m]
Sottospinta falda	0.6865	[kN]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	750.3272	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.22	[m]	Y = -1.89	[m]
Inerzia del muro	3.6390	[kN]		
Inerzia verticale del muro	1.8195	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	9.7242	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	4.8621	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	258.2397	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1131.9221	[kN]		
Resistenza passiva dente di fondazione	-371.3604	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1131.9221	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	258.2397	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.35	[m]		
Risultante in fondazione	1161.0062	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.85	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-399.5105	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	4734.4465	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	112.78	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	210.61	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 20.12$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 10.04$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 4.90$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.69
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.18

COMBINAZIONE n° 21

Valore della spinta statica	238.1633	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	220.9713	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	88.8452	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.48	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	21.90	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53.44	[°]		
Incremento sismico della spinta	12.6066	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 5.85	[m]	Y = -4.48	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52.19	[°]		
Spinta falda	9.0693	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 5.85	[m]	Y = -7.35	[m]
Sottospinta falda	0.6865	[kN]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	750.3272	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.22	[m]	Y = -1.89	[m]
Inerzia del muro	3.6390	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-1.8195	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	9.7242	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-4.8621	[kN]		
<u>Risultanti</u>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	255.1005	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1117.2966	[kN]		
Resistenza passiva dente di fondazione	-366.7848	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1117.2966	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	255.1005	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.35	[m]		
Risultante in fondazione	1146.0489	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.86	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-393.9058	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	4733.3034	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	111.38	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	207.83	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 20.72$	$N'_c = 20.11$
$N_q = 10.66$	$N'_q = 10.03$
$N_\gamma = 6.77$	$N'_\gamma = 4.89$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.69
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.24

11.5.5. Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS_{sco}</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS_{rib}</i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS_{qlim}</i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS_{stab}</i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1.73	--	3.36	--
2	A2-M2 - [1]	--	1.22	--	2.23	--
3	EQU - [1]	--	--	8.57	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1.76
5	A1-M1 - [2]	--	1.45	--	3.07	--
6	A2-M2 - [2]	--	1.00	--	2.00	--
7	EQU - [2]	--	--	5.91	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1.60
9	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.54	--	4.01	--
10	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.54	--	4.11	--
11	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.04	--	2.05	--
12	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.04	--	2.10	--
13	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	6.89	--	--
14	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	6.45	--	--
15	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.65
16	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.66
17	SLEQ - [1]	--	1.87	--	4.36	--
18	SLEF - [1]	--	1.75	--	4.23	--
19	SLER - [1]	--	1.59	--	4.04	--
20	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1.69	--	4.18	--
21	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1.69	--	4.24	--

11.5.6. Sollecitazioni sulla struttura

Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.28	2.1568	2.8038	0.4113	0.8233	2.9923	5.9930
3	0.55	4.5022	5.8528	1.7656	3.4180	6.6326	12.6529
4	0.83	7.0361	9.1470	4.2432	7.9629	10.9152	19.9156
5	1.10	9.7587	12.6862	8.0230	14.6142	15.8387	27.6962
6	1.38	12.6698	16.4707	13.2837	23.5084	21.4031	35.9362
7	1.65	15.7695	20.5003	20.2044	34.7670	27.6085	44.5815
8	1.93	19.0577	24.7751	28.9631	48.4995	34.4434	53.6008
9	2.20	22.5346	29.2950	39.7239	64.8039	41.7926	62.9367
10	2.48	26.2000	34.0601	52.5983	83.7655	49.4240	72.5681
11	2.75	30.0541	39.0703	67.6483	105.4666	57.2337	82.4746
12	3.03	34.0967	44.3257	84.9237	129.9788	65.2077	92.6099
13	3.30	38.3279	49.8262	104.4687	157.3654	73.3219	102.9631
14	3.58	42.7476	55.5719	126.3229	187.6912	81.5638	113.5614
15	3.85	47.3560	61.5628	150.5215	221.0427	89.9161	124.5427
16	4.13	52.1529	67.7988	177.0980	257.5485	98.3890	136.0743
17	4.40	57.1384	74.2800	206.0945	297.4254	107.0460	148.7298
18	4.68	62.3125	81.0063	237.5832	341.0803	116.0187	162.9875
19	4.95	67.6752	87.9778	271.6618	388.8645	125.3518	178.0906
20	5.23	73.2265	95.1944	308.4322	440.9523	135.0459	193.7371
21	5.50	78.9663	102.6562	347.9918	497.4890	145.0430	209.8369

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.08	0.2932	0.4803	6.9181	11.3099
3	0.17	1.1793	1.9240	13.9506	22.6664
4	0.26	2.6681	4.3350	21.0976	34.0697
5	0.34	4.7691	7.7172	28.3589	45.5196
6	0.42	7.4923	12.0746	35.7346	57.0161
7	0.51	10.8473	17.4112	43.2247	68.5594
8	0.59	14.8437	23.7310	50.8292	80.1493
9	0.68	19.4915	31.0379	58.5481	91.7859
10	0.76	24.8002	39.3359	66.3814	103.4691
11	0.85	30.7795	48.6290	74.3291	115.1991

Involuppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.53	-7.0094	2.6050	-26.7531	8.8080
3	1.06	-24.4705	8.2548	-39.0961	11.8211
4	1.59	-44.2089	18.6149	-35.6909	26.2519
5	2.12	-62.5725	35.0585	-33.5820	35.1626
6	2.65	-79.5597	55.4737	-30.2639	41.5146
7	3.18	-94.3801	78.6810	-25.4056	45.6990
8	3.71	-106.2175	103.5316	-19.0072	47.7157
9	4.24	-114.2556	128.8767	-11.5785	47.5647
10	4.77	-117.6781	153.5673	-6.6178	45.2461
11	5.30	-115.6686	176.4546	-0.7151	40.7598

11.6. Verifiche elementi strutturali

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

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

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali

Aggressive

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature	Sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	E.C. 2

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$ Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$
------------------------	---

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [N/mmq]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [N/mmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
Vcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls
Vwd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd
1	0.00	100.00	30.00	10.05	8.04	0.00	0.00	1000.00	216.36	0.00
2	0.28	100.00	32.75	10.05	8.04	466.82	-171.67	216.44	238.41	0.00
3	0.55	100.00	35.50	26.14	8.04	491.91	-359.75	109.26	260.46	0.00
4	0.83	100.00	38.26	26.14	8.04	344.41	-375.45	48.95	282.52	0.00
5	1.10	100.00	41.01	26.14	8.04	276.06	-398.21	28.29	304.57	0.00
6	1.38	100.00	43.76	26.14	8.04	237.02	-423.59	18.71	326.62	0.00
7	1.65	100.00	46.51	26.14	8.04	212.03	-450.24	13.45	348.68	0.00
8	1.93	100.00	49.26	26.14	8.04	194.85	-477.61	10.22	370.73	0.00
9	2.20	100.00	52.02	26.14	14.07	184.07	-509.86	8.17	392.78	0.00
10	2.48	100.00	54.77	26.14	14.07	174.65	-537.86	6.67	414.84	0.00
11	2.75	100.00	57.52	26.14	14.07	167.47	-566.12	5.57	436.89	0.00
12	3.03	100.00	60.27	26.14	14.07	161.91	-594.58	4.75	458.95	0.00
13	3.30	100.00	63.03	26.14	14.07	157.56	-623.21	4.11	481.00	0.00
14	3.58	100.00	65.78	26.14	14.07	154.13	-651.97	3.61	503.05	0.00
15	3.85	100.00	68.53	26.14	14.07	151.39	-680.84	3.20	525.11	0.00
16	4.13	100.00	71.28	26.14	14.07	149.17	-709.78	2.86	547.16	0.00
17	4.40	100.00	74.03	26.14	14.07	147.33	-738.78	2.58	569.21	0.00
18	4.68	100.00	76.79	26.14	14.07	145.79	-767.83	2.34	591.27	0.00
19	4.95	100.00	79.54	26.14	14.07	144.47	-796.92	2.13	613.32	0.00
20	5.23	100.00	82.29	26.14	14.07	143.33	-826.04	1.96	635.37	0.00
21	5.50	100.00	85.04	26.14	14.07	142.34	-855.18	1.80	657.43	0.00

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100.00	30.00	10.05	8.04	0	0	0	0
2	0.28	100.00	32.75	10.05	8.04	37	12	659	-427
3	0.55	100.00	35.50	26.14	8.04	105	25	1745	-1263
4	0.83	100.00	38.26	26.14	8.04	214	38	4282	-2572
5	1.10	100.00	41.01	26.14	8.04	352	51	7872	-4249
6	1.38	100.00	43.76	26.14	8.04	516	64	12476	-6251
7	1.65	100.00	46.51	26.14	8.04	701	78	18068	-8546
8	1.93	100.00	49.26	26.14	8.04	906	91	24626	-11108
9	2.20	100.00	52.02	26.14	14.07	1066	104	31819	-13058
10	2.48	100.00	54.77	26.14	14.07	1290	117	40118	-15906
11	2.75	100.00	57.52	26.14	14.07	1525	128	49188	-18914
12	3.03	100.00	60.27	26.14	14.07	1768	139	58946	-22047

13	3.30	100.00	63.03	26.14	14.07	2017	149	69321	-25279
14	3.58	100.00	65.78	26.14	14.07	2270	159	80249	-28588
15	3.85	100.00	68.53	26.14	14.07	2526	168	91677	-31956
16	4.13	100.00	71.28	26.14	14.07	2784	176	103559	-35368
17	4.40	100.00	74.03	26.14	14.07	3042	184	115861	-38815
18	4.68	100.00	76.79	26.14	14.07	3302	192	128572	-42294
19	4.95	100.00	79.54	26.14	14.07	3564	200	141696	-45807
20	5.23	100.00	82.29	26.14	14.07	3827	208	155240	-49355
21	5.50	100.00	85.04	26.14	14.07	4092	216	169208	-52941

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [N/mmq]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [N/mmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls
V _{wd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{cd}	V _{wd}
1	0.00	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	0.00	1000.00	737.22	0.00
2	0.08	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	1588.24	737.22	0.00
3	0.17	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	396.53	737.22	0.00
4	0.26	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	176.00	737.22	0.00
5	0.34	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	98.86	737.22	0.00
6	0.42	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	63.19	737.22	0.00
7	0.51	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	43.82	737.22	0.00
8	0.59	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	32.15	737.22	0.00
9	0.68	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	24.58	737.22	0.00
10	0.76	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	19.40	737.22	0.00
11	0.85	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	15.69	737.22	0.00

Inviluppo SLE

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100.00	95.00	20.11	20.11	0	0	0	0
13	0.08	100.00	95.00	20.11	20.11	3	10	200	-43
14	0.17	100.00	95.00	20.11	20.11	14	21	801	-171
15	0.26	100.00	95.00	20.11	20.11	31	32	1810	-386
16	0.34	100.00	95.00	20.11	20.11	55	43	3230	-689

17	0.42	100.00	95.00	20.11	20.11	86	53	5065	-1081
18	0.51	100.00	95.00	20.11	20.11	124	65	7321	-1563
19	0.59	100.00	95.00	20.11	20.11	170	76	10002	-2135
20	0.68	100.00	95.00	20.11	20.11	222	87	13112	-2798
21	0.76	100.00	95.00	20.11	20.11	282	98	16656	-3555
22	0.85	100.00	95.00	20.11	20.11	350	110	20638	-4405

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd
1	0.00	100.00	95.00	36.19	20.11	0.00	0.00	1000.00	737.22	0.00
2	0.53	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	108.02	737.22	0.00
3	1.06	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	30.63	737.22	0.00
4	1.59	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	16.90	737.22	0.00
5	2.12	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	11.97	737.22	0.00
6	2.65	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	9.46	737.22	0.00
7	3.18	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	8.03	737.22	0.00
8	3.71	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	6.77	737.22	0.00
9	4.24	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	5.44	737.22	0.00
10	4.77	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	4.57	737.22	0.00
11	5.30	100.00	95.00	20.11	20.11	0.00	701.09	3.97	737.22	0.00

Inviluppo SLE

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100.00	95.00	36.19	20.11	0	0	0	0
13	0.53	100.00	95.00	20.11	20.11	26	-14	550	1528
14	1.06	100.00	95.00	20.11	20.11	89	-18	1297	5230
15	1.59	100.00	95.00	20.11	20.11	131	17	3714	7755
16	2.12	100.00	95.00	20.11	20.11	154	27	9094	7549
17	2.65	100.00	95.00	20.11	20.11	281	35	16587	5203
18	3.18	100.00	95.00	20.11	20.11	437	41	25752	-5496
19	3.71	100.00	95.00	20.11	20.11	613	46	36163	-7718
20	4.24	100.00	95.00	20.11	20.11	804	48	47395	-10116
21	4.77	100.00	95.00	20.11	20.11	1001	49	59020	-12597
22	5.30	100.00	95.00	20.11	20.11	1197	50	70614	-15071

Verifiche a fessurazione

Combinazione n° 17

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M_{pf} Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kNm]

ϵ_m deformazione media espressa in [%]

s_m Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	0.00	10.05	8.04	-26.49	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.28	10.05	8.04	-31.40	-0.41	0.0000	0.00	0.000
3	0.55	26.14	8.04	-41.95	-1.77	0.0000	0.00	0.000
4	0.83	26.14	8.04	-48.18	-4.24	0.0000	0.00	0.000
5	1.10	26.14	8.04	-54.82	-8.02	0.0000	0.00	0.000
6	1.38	26.14	8.04	-61.84	-13.28	0.0000	0.00	0.000
7	1.65	26.14	8.04	-69.27	-20.20	0.0000	0.00	0.000
8	1.93	26.14	8.04	-77.09	-28.96	0.0000	0.00	0.000
9	2.20	26.14	14.07	-86.05	-39.72	0.0000	0.00	0.000
10	2.48	26.14	14.07	-94.71	-52.60	0.0000	0.00	0.000
11	2.75	26.14	14.07	-103.77	-67.65	0.0000	0.00	0.000
12	3.03	26.14	14.07	-113.23	-84.92	0.0000	0.00	0.000
13	3.30	26.14	14.07	-123.08	-104.47	0.0000	0.00	0.000
14	3.58	26.14	14.07	-133.33	-126.32	0.0000	0.00	0.000
15	3.85	26.14	14.07	-143.97	-150.52	0.0256	141.82	0.062
16	4.13	26.14	14.07	-155.01	-177.10	0.0289	141.82	0.070
17	4.40	26.14	14.07	-166.44	-206.09	0.0341	141.82	0.082
18	4.68	26.14	14.07	-178.27	-237.58	0.0409	141.82	0.099
19	4.95	26.14	14.07	-190.49	-271.66	0.0477	141.82	0.115
20	5.23	26.14	14.07	-203.11	-308.43	0.0547	141.82	0.132
21	5.50	26.14	14.07	-216.12	-347.99	0.0618	141.82	0.149

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	-1.15	20.11	20.11	-261.68	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.06	20.11	20.11	261.68	0.29	0.0000	0.00	0.000
3	-0.98	20.11	20.11	261.68	1.18	0.0000	0.00	0.000
4	-0.89	20.11	20.11	261.68	2.67	0.0000	0.00	0.000
5	-0.81	20.11	20.11	261.68	4.77	0.0000	0.00	0.000
6	-0.72	20.11	20.11	261.68	7.49	0.0000	0.00	0.000
7	-0.64	20.11	20.11	261.68	10.85	0.0000	0.00	0.000
8	-0.55	20.11	20.11	261.68	14.84	0.0000	0.00	0.000
9	-0.47	20.11	20.11	261.68	19.49	0.0000	0.00	0.000
10	-0.39	20.11	20.11	261.68	24.80	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	20.11	20.11	261.68	30.78	0.0000	0.00	0.000
12	0.55	20.11	20.11	261.68	122.77	0.0000	0.00	0.000
13	1.08	20.11	20.11	261.68	102.61	0.0000	0.00	0.000

14	1.61	20.11	20.11	261.68	82.40	0.0000	0.00	0.000
15	2.14	20.11	20.11	261.68	62.87	0.0000	0.00	0.000
16	2.67	20.11	20.11	261.68	44.77	0.0000	0.00	0.000
17	3.20	20.11	20.11	261.68	28.84	0.0000	0.00	0.000
18	3.73	20.11	20.11	261.68	15.81	0.0000	0.00	0.000
19	4.26	20.11	20.11	261.68	6.46	0.0000	0.00	0.000
20	4.79	20.11	20.11	261.68	2.26	0.0000	0.00	0.000
21	5.32	20.11	20.11	261.68	0.96	0.0000	0.00	0.000
22	5.85	36.19	20.11	-278.71	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n° 18

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M_{pf} Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kNm]

ϵ_m deformazione media espressa in [%]

s_m Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	0.00	10.05	8.04	-26.49	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.28	10.05	8.04	-31.40	-0.41	0.0000	0.00	0.000
3	0.55	26.14	8.04	-41.95	-1.77	0.0000	0.00	0.000
4	0.83	26.14	8.04	-48.18	-4.24	0.0000	0.00	0.000
5	1.10	26.14	8.04	-54.82	-8.02	0.0000	0.00	0.000
6	1.38	26.14	8.04	-61.84	-13.28	0.0000	0.00	0.000
7	1.65	26.14	8.04	-69.27	-20.20	0.0000	0.00	0.000
8	1.93	26.14	8.04	-77.09	-28.96	0.0000	0.00	0.000
9	2.20	26.14	14.07	-86.05	-39.72	0.0000	0.00	0.000
10	2.48	26.14	14.07	-94.71	-52.60	0.0000	0.00	0.000
11	2.75	26.14	14.07	-103.77	-67.65	0.0000	0.00	0.000
12	3.03	26.14	14.07	-113.23	-84.92	0.0000	0.00	0.000
13	3.30	26.14	14.07	-123.08	-104.47	0.0000	0.00	0.000
14	3.58	26.14	14.07	-133.33	-126.32	0.0000	0.00	0.000
15	3.85	26.14	14.07	-143.97	-150.52	0.0256	141.82	0.062
16	4.13	26.14	14.07	-155.01	-177.10	0.0289	141.82	0.070
17	4.40	26.14	14.07	-166.44	-206.09	0.0341	141.82	0.082
18	4.68	26.14	14.07	-178.27	-237.58	0.0409	141.82	0.099
19	4.95	26.14	14.07	-190.49	-271.66	0.0477	141.82	0.115
20	5.23	26.14	14.07	-203.11	-308.43	0.0547	141.82	0.132
21	5.50	26.14	14.07	-216.12	-347.99	0.0618	141.82	0.149

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	-1.15	20.11	20.11	-261.68	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.06	20.11	20.11	261.68	0.31	0.0000	0.00	0.000
3	-0.98	20.11	20.11	261.68	1.26	0.0000	0.00	0.000
4	-0.89	20.11	20.11	261.68	2.86	0.0000	0.00	0.000

5	-0.81	20.11	20.11	261.68	5.11	0.0000	0.00	0.000
6	-0.72	20.11	20.11	261.68	8.02	0.0000	0.00	0.000
7	-0.64	20.11	20.11	261.68	11.60	0.0000	0.00	0.000
8	-0.55	20.11	20.11	261.68	15.86	0.0000	0.00	0.000
9	-0.47	20.11	20.11	261.68	20.81	0.0000	0.00	0.000
10	-0.39	20.11	20.11	261.68	26.46	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	20.11	20.11	261.68	32.82	0.0000	0.00	0.000
12	0.55	20.11	20.11	261.68	96.33	0.0000	0.00	0.000
13	1.08	20.11	20.11	261.68	76.94	0.0000	0.00	0.000
14	1.61	20.11	20.11	261.68	58.43	0.0000	0.00	0.000
15	2.14	20.11	20.11	261.68	41.34	0.0000	0.00	0.000
16	2.67	20.11	20.11	261.68	26.24	0.0000	0.00	0.000
17	3.20	20.11	20.11	261.68	13.68	0.0000	0.00	0.000
18	3.73	20.11	20.11	261.68	4.24	0.0000	0.00	0.000
19	4.26	20.11	20.11	-261.68	-1.52	0.0000	0.00	0.000
20	4.79	20.11	20.11	-261.68	-2.28	0.0000	0.00	0.000
21	5.32	20.11	20.11	-261.68	-0.49	0.0000	0.00	0.000
22	5.85	36.19	20.11	-278.71	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n° 19

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M_{pf} Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kNm]

ϵ_m deformazione media espressa in [%]

s_m Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	0.00	10.05	8.04	-26.49	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.28	10.05	8.04	-31.40	-0.41	0.0000	0.00	0.000
3	0.55	26.14	8.04	-41.95	-1.77	0.0000	0.00	0.000
4	0.83	26.14	8.04	-48.18	-4.24	0.0000	0.00	0.000
5	1.10	26.14	8.04	-54.82	-8.02	0.0000	0.00	0.000
6	1.38	26.14	8.04	-61.84	-13.28	0.0000	0.00	0.000
7	1.65	26.14	8.04	-69.27	-20.20	0.0000	0.00	0.000
8	1.93	26.14	8.04	-77.09	-28.96	0.0000	0.00	0.000
9	2.20	26.14	14.07	-86.05	-39.72	0.0000	0.00	0.000
10	2.48	26.14	14.07	-94.71	-52.60	0.0000	0.00	0.000
11	2.75	26.14	14.07	-103.77	-67.65	0.0000	0.00	0.000
12	3.03	26.14	14.07	-113.23	-84.92	0.0000	0.00	0.000
13	3.30	26.14	14.07	-123.08	-104.47	0.0000	0.00	0.000
14	3.58	26.14	14.07	-133.33	-126.32	0.0000	0.00	0.000
15	3.85	26.14	14.07	-143.97	-150.52	0.0256	141.82	0.062
16	4.13	26.14	14.07	-155.01	-177.10	0.0289	141.82	0.070
17	4.40	26.14	14.07	-166.44	-206.09	0.0341	141.82	0.082
18	4.68	26.14	14.07	-178.27	-237.58	0.0409	141.82	0.099
19	4.95	26.14	14.07	-190.49	-271.66	0.0477	141.82	0.115
20	5.23	26.14	14.07	-203.11	-308.43	0.0547	141.82	0.132
21	5.50	26.14	14.07	-216.12	-347.99	0.0618	141.82	0.149

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	-1.15	20.11	20.11	-261.68	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.06	20.11	20.11	261.68	0.35	0.0000	0.00	0.000
3	-0.98	20.11	20.11	261.68	1.39	0.0000	0.00	0.000
4	-0.89	20.11	20.11	261.68	3.15	0.0000	0.00	0.000
5	-0.81	20.11	20.11	261.68	5.62	0.0000	0.00	0.000
6	-0.72	20.11	20.11	261.68	8.81	0.0000	0.00	0.000
7	-0.64	20.11	20.11	261.68	12.73	0.0000	0.00	0.000
8	-0.55	20.11	20.11	261.68	17.39	0.0000	0.00	0.000
9	-0.47	20.11	20.11	261.68	22.80	0.0000	0.00	0.000
10	-0.39	20.11	20.11	261.68	28.96	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	20.11	20.11	261.68	35.88	0.0000	0.00	0.000
12	0.55	20.11	20.11	261.68	56.67	0.0000	0.00	0.000
13	1.08	20.11	20.11	261.68	38.45	0.0000	0.00	0.000
14	1.61	20.11	20.11	261.68	22.48	0.0000	0.00	0.000
15	2.14	20.11	20.11	261.68	9.04	0.0000	0.00	0.000
16	2.67	20.11	20.11	-261.68	-1.56	0.0000	0.00	0.000
17	3.20	20.11	20.11	-261.68	-9.04	0.0000	0.00	0.000
18	3.73	20.11	20.11	-261.68	-13.12	0.0000	0.00	0.000
19	4.26	20.11	20.11	-261.68	-13.48	0.0000	0.00	0.000
20	4.79	20.11	20.11	-261.68	-9.09	0.0000	0.00	0.000
21	5.32	20.11	20.11	-261.68	-2.66	0.0000	0.00	0.000
22	5.85	36.19	20.11	-278.71	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n° 20

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M_{pf} Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kNm]

ε_m deformazione media espressa in [%]

S_m Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	10.05	8.04	-26.49	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.28	10.05	8.04	-31.40	-0.43	0.0000	0.00	0.000
3	0.55	26.14	8.04	-41.95	-1.84	0.0000	0.00	0.000
4	0.83	26.14	8.04	-48.18	-4.42	0.0000	0.00	0.000
5	1.10	26.14	8.04	-54.82	-8.35	0.0000	0.00	0.000
6	1.38	26.14	8.04	-61.84	-13.82	0.0000	0.00	0.000
7	1.65	26.14	8.04	-69.27	-21.02	0.0000	0.00	0.000
8	1.93	26.14	8.04	-77.09	-30.12	0.0000	0.00	0.000
9	2.20	26.14	14.07	-86.05	-41.31	0.0000	0.00	0.000
10	2.48	26.14	14.07	-94.71	-54.69	0.0000	0.00	0.000
11	2.75	26.14	14.07	-103.77	-70.33	0.0000	0.00	0.000
12	3.03	26.14	14.07	-113.23	-88.28	0.0000	0.00	0.000
13	3.30	26.14	14.07	-123.08	-108.59	0.0000	0.00	0.000
14	3.58	26.14	14.07	-133.33	-131.30	0.0000	0.00	0.000

15	3.85	26.14	14.07	-143.97	-156.45	0.0267	141.82	0.064
16	4.13	26.14	14.07	-155.01	-184.07	0.0302	141.82	0.073
17	4.40	26.14	14.07	-166.44	-214.20	0.0372	141.82	0.090
18	4.68	26.14	14.07	-178.27	-246.93	0.0442	141.82	0.107
19	4.95	26.14	14.07	-190.49	-282.35	0.0513	141.82	0.124
20	5.23	26.14	14.07	-203.11	-320.56	0.0585	141.82	0.141
21	5.50	26.14	14.07	-216.12	-361.68	0.0658	141.82	0.159

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	-1.15	20.11	20.11	-261.68	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.06	20.11	20.11	261.68	0.32	0.0000	0.00	0.000
3	-0.98	20.11	20.11	261.68	1.30	0.0000	0.00	0.000
4	-0.89	20.11	20.11	261.68	2.93	0.0000	0.00	0.000
5	-0.81	20.11	20.11	261.68	5.24	0.0000	0.00	0.000
6	-0.72	20.11	20.11	261.68	8.22	0.0000	0.00	0.000
7	-0.64	20.11	20.11	261.68	11.89	0.0000	0.00	0.000
8	-0.55	20.11	20.11	261.68	16.25	0.0000	0.00	0.000
9	-0.47	20.11	20.11	261.68	21.32	0.0000	0.00	0.000
10	-0.39	20.11	20.11	261.68	27.09	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	20.11	20.11	261.68	33.59	0.0000	0.00	0.000
12	0.55	20.11	20.11	261.68	102.88	0.0000	0.00	0.000
13	1.08	20.11	20.11	261.68	82.77	0.0000	0.00	0.000
14	1.61	20.11	20.11	261.68	63.77	0.0000	0.00	0.000
15	2.14	20.11	20.11	261.68	46.35	0.0000	0.00	0.000
16	2.67	20.11	20.11	261.68	30.97	0.0000	0.00	0.000
17	3.20	20.11	20.11	261.68	18.10	0.0000	0.00	0.000
18	3.73	20.11	20.11	261.68	8.20	0.0000	0.00	0.000
19	4.26	20.11	20.11	261.68	1.76	0.0000	0.00	0.000
20	4.79	20.11	20.11	-261.68	-0.02	0.0000	0.00	0.000
21	5.32	20.11	20.11	261.68	0.34	0.0000	0.00	0.000
22	5.85	36.19	20.11	-278.71	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n° 21

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M_{pf} Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kNm]

ε_m deformazione media espressa in [%]

S_m Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

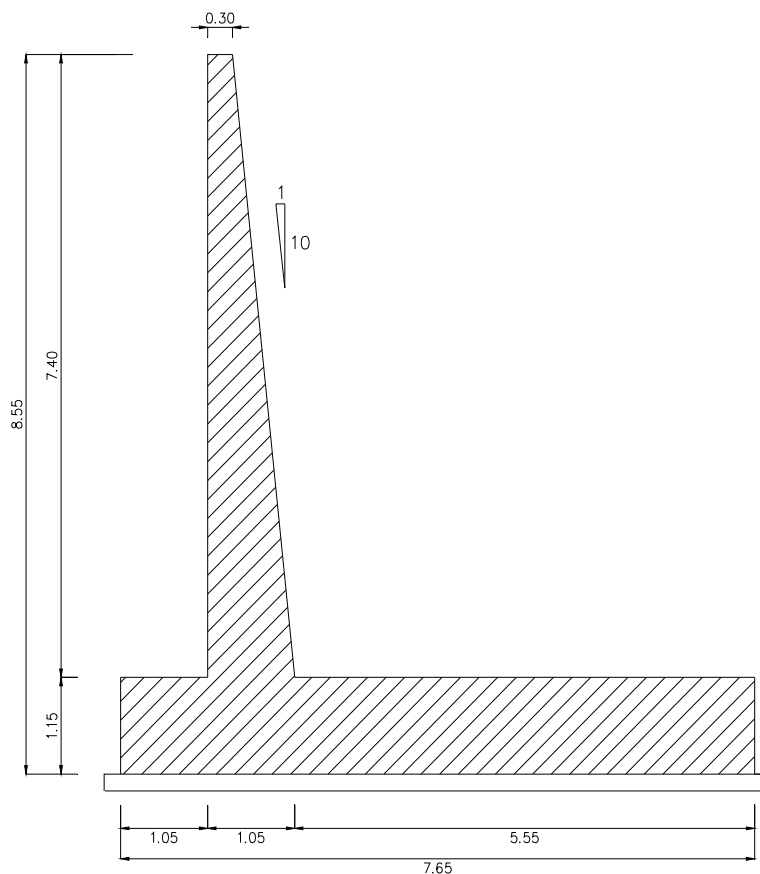
N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	10.05	8.04	-26.49	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.28	10.05	8.04	-31.40	-0.42	0.0000	0.00	0.000
3	0.55	26.14	8.04	-41.95	-1.82	0.0000	0.00	0.000
4	0.83	26.14	8.04	-48.18	-4.36	0.0000	0.00	0.000
5	1.10	26.14	8.04	-54.82	-8.25	0.0000	0.00	0.000

6	1.38	26.14	8.04	-61.84	-13.65	0.0000	0.00	0.000
7	1.65	26.14	8.04	-69.27	-20.76	0.0000	0.00	0.000
8	1.93	26.14	8.04	-77.09	-29.76	0.0000	0.00	0.000
9	2.20	26.14	14.07	-86.05	-40.81	0.0000	0.00	0.000
10	2.48	26.14	14.07	-94.71	-54.02	0.0000	0.00	0.000
11	2.75	26.14	14.07	-103.77	-69.47	0.0000	0.00	0.000
12	3.03	26.14	14.07	-113.23	-87.21	0.0000	0.00	0.000
13	3.30	26.14	14.07	-123.08	-107.27	0.0000	0.00	0.000
14	3.58	26.14	14.07	-133.33	-129.71	0.0000	0.00	0.000
15	3.85	26.14	14.07	-143.97	-154.55	0.0264	141.82	0.064
16	4.13	26.14	14.07	-155.01	-181.83	0.0298	141.82	0.072
17	4.40	26.14	14.07	-166.44	-211.60	0.0362	141.82	0.087
18	4.68	26.14	14.07	-178.27	-243.93	0.0432	141.82	0.104
19	4.95	26.14	14.07	-190.49	-278.92	0.0502	141.82	0.121
20	5.23	26.14	14.07	-203.11	-316.67	0.0573	141.82	0.138
21	5.50	26.14	14.07	-216.12	-357.29	0.0645	141.82	0.156

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	-1.15	20.11	20.11	-261.68	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.06	20.11	20.11	261.68	0.32	0.0000	0.00	0.000
3	-0.98	20.11	20.11	261.68	1.28	0.0000	0.00	0.000
4	-0.89	20.11	20.11	261.68	2.89	0.0000	0.00	0.000
5	-0.81	20.11	20.11	261.68	5.16	0.0000	0.00	0.000
6	-0.72	20.11	20.11	261.68	8.09	0.0000	0.00	0.000
7	-0.64	20.11	20.11	261.68	11.70	0.0000	0.00	0.000
8	-0.55	20.11	20.11	261.68	15.99	0.0000	0.00	0.000
9	-0.47	20.11	20.11	261.68	20.98	0.0000	0.00	0.000
10	-0.39	20.11	20.11	261.68	26.67	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	20.11	20.11	261.68	33.07	0.0000	0.00	0.000
12	0.55	20.11	20.11	261.68	68.76	0.0000	0.00	0.000
13	1.08	20.11	20.11	261.68	54.74	0.0000	0.00	0.000
14	1.61	20.11	20.11	261.68	41.31	0.0000	0.00	0.000
15	2.14	20.11	20.11	261.68	28.92	0.0000	0.00	0.000
16	2.67	20.11	20.11	261.68	17.99	0.0000	0.00	0.000
17	3.20	20.11	20.11	261.68	8.96	0.0000	0.00	0.000
18	3.73	20.11	20.11	261.68	2.28	0.0000	0.00	0.000
19	4.26	20.11	20.11	-261.68	-1.62	0.0000	0.00	0.000
20	4.79	20.11	20.11	-261.68	-1.54	0.0000	0.00	0.000
21	5.32	20.11	20.11	-261.68	-0.04	0.0000	0.00	0.000
22	5.85	36.19	20.11	-278.71	0.00	0.0000	0.00	0.000

12. MURI DI RISVOLTO TIPO 3



12.1. Analisi dei carichi

12.1.1. Carichi permanenti

Peso Proprio Elementi Strutturali:

Peso proprio del cls 25.00 kN/m³

Spinta del terreno:

Il calcolo della spinta, eseguito dal programma di calcolo, è condotta con il metodo di Culmann, il quale adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti.

12.1.2. Sovraccarichi accidentali

Per la determinazione dell'incremento di spinta dovuto al carico accidentale (eventuale viabilità stradale o di cantiere), si considerano i seguenti carichi:

$q_a = 20 \text{ kN/m}^2$ sovraccarico accidentale in condizioni statiche

12.1.3. Azione sismica

Vedere paragrafo 9.1.4.

12.2. Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	7.40 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1.05 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	5.75 [°]
Lunghezza del muro	5.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	1.05 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	5.55 [m]
Lunghezza totale fondazione	7.65 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.15 [m]
Spessore magrone	0.15 [m]

12.3. Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico	25.000 [kN/mc]
Classe di Resistenza	C28/35
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	35.00 [N/mm ²]
Modulo elastico E	32587.986 [N/mm ²]

Acciaio

Tipo	B450C
Tensione ammissibile σ_{fa}	449.94 [N/mm ²]
Tensione di snervamento σ_{fa}	449.94 [N/mm ²]

12.4. Caratteristiche terreni

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	1.75	1.00	29.74
2	20.00	1.00	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0.50 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [N/mm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [N/mm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	19.00	20.00	35.00	23.33	0.0	0.0
Tcm1	18.00	18.00	32.00	21.33	5.0	0.0

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	8.55	0.00	0.00	0.00	Rilevato
2	8.00	0.00	9.65	0.00	Tcm1

12.5. Carichi applicati, combinazioni e sollecitazioni

12.5.1. Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (mobile)

D	Profilo	$X_i=3.05$	$X_f=20.00$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$
---	---------	------------	-------------	---------------	---------------

12.5.2. Combinazioni delle azioni

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole 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
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0.90	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.10	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.50	1.30

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 sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	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	1.25
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

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica

Coefficienti parziali

	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

Coeff. di combinazione $\Psi_0 = 0.40$ $\Psi_1 = 0.40$ $\Psi_2 = 0.00$

Simbologia adottata

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

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.10	1.00	1.10
Spinta terreno	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 4 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	1.30	1.00	1.30
mobile	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
mobile	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.10	1.00	1.10
Spinta terreno	1.10	1.00	1.10
mobile	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 8 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
mobile	1.30	1.00	1.30

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

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

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

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

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

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

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

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
mobile	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 19 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
mobile	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

12.5.3. Impostazioni analisi

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.93 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 2.56$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.28$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.47 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 1.30$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.65$

Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Lunghezza del muro	5.00 [m]
Peso muro	344.2233 [kN]
Baricentro del muro	X=1.60 Y=-6.68

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 6.30	Y = -8.55
Punto superiore superficie di spinta	X = 6.30	Y = 1.00
Altezza della superficie di spinta	9.55	[m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00	[°]

12.5.4. Analisi delle spinte

COMBINAZIONE n° 1

Valore della spinta statica	275.0708	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	252.5808	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	108.9353	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1216.4049	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.36	[m]	Y = -3.17 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	252.5808	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1669.5635	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1669.5635	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	252.5808	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.23	[m]
Risultante in fondazione	1688.5613	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8.60	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-386.8130	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	11602.3583	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.65	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	178.67	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	258.09	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 35.49$	$N'_c = 31.29$
$N_q = 23.18$	$N'_q = 19.70$
$N_\gamma = 22.02$	$N'_\gamma = 12.23$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.58
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	6.95

COMBINAZIONE n° 2

Valore della spinta statica	265.2047	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	250.7017	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	86.4999	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.63	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	935.6961	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.36	[m]	Y = -3.17	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	250.7017	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1366.4193	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1366.4193	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	250.7017	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.04	[m]
Risultante in fondazione	1389.2275	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10.40	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-59.2101	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4753.6496	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.65	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	172.65	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	184.81	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 23.18$	$N'_c = 19.40$
$N_q = 12.59$	$N'_q = 10.19$
$N_\gamma = 8.79$	$N'_\gamma = 3.37$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.70
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.48

COMBINAZIONE n° 3

Valore della spinta statica	291.7252	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	275.7718	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	95.1499	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.63	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1029.2657	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.36	[m]	Y = -3.17	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	275.7718	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1468.6389	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	878.5484	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	6587.5406	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1468.6389	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	275.7718	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.06	[m]
Risultante in fondazione	1494.3059	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10.63	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-95.0167	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	7.50
--	------

COMBINAZIONE n° 4 - Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.81 Y[m]= 4.05

Raggio del cerchio R[m]= 14.46

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -10.27

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 13.34

Larghezza della striscia dx[m]= 0.94

Coefficiente di sicurezza C= 1.87

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	2611.66	71.69	2479.42	3.01	29.26	0.000	0.000
2	6844.22	61.93	6039.32	2.01	29.26	0.000	0.000
3	9686.41	54.71	7906.75	1.64	29.26	0.000	0.000
4	11889.44	48.64	8924.00	1.43	29.26	0.000	0.000
5	13683.94	43.24	9374.21	1.30	29.26	0.000	0.000
6	15178.93	38.29	9404.84	1.20	29.26	0.000	0.000
7	16436.60	33.65	9108.94	1.13	29.26	0.000	0.000
8	17850.04	29.26	8725.11	1.08	27.85	0.021	0.000
9	19006.78	25.05	8048.06	1.04	26.56	0.041	0.000
10	19707.55	20.98	7056.74	1.01	26.56	0.041	0.000
11	20275.28	17.02	5935.03	0.99	26.56	0.041	0.000
12	20719.39	13.14	4711.13	0.97	26.56	0.041	0.000
13	20783.58	9.33	3367.70	0.96	26.56	0.041	0.000
14	21284.57	5.55	2058.17	0.95	26.56	0.041	0.000
15	14418.12	1.80	452.16	0.95	26.56	0.041	0.000
16	6624.53	-1.95	-225.08	0.95	26.56	0.041	0.000
17	6115.94	-5.70	-607.40	0.95	26.56	0.041	0.000
18	5897.53	-9.48	-971.04	0.96	26.56	0.041	0.000
19	5567.34	-13.30	-1280.45	0.97	26.56	0.041	0.000
20	5120.72	-17.18	-1512.35	0.99	26.56	0.041	0.000
21	4550.96	-21.14	-1641.48	1.01	26.56	0.041	0.000
22	3848.73	-25.22	-1639.74	1.04	26.56	0.041	0.000
23	2994.19	-29.43	-1471.40	1.08	27.96	0.020	0.000
24	1933.08	-33.84	-1076.34	1.14	29.26	0.000	0.000
25	666.77	-38.48	-414.88	1.21	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 2684.0865$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 811.5270$ [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 1394.3217$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.68$

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	345.0868	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	316.8722	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	136.6635	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.04	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1313.7591	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.36	[m]	Y = -3.17	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	316.8722	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1794.6459	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1794.6459	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	316.8722	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.15	[m]

Risultante in fondazione	1822.4055	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10.01	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-271.7955	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	10943.8277	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.65	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	206.84	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	262.64	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 35.49$	$N'_c = 30.22$
$N_q = 23.18$	$N'_q = 19.02$
$N_\gamma = 22.02$	$N'_\gamma = 10.80$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.21
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	6.10

COMBINAZIONE n° 6

Valore della spinta statica	341.2601	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	322.5978	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	111.3063	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.01 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.63	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1020.0697	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.36	[m]	Y = -3.17 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	322.5978	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1475.5993	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1475.5993	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	322.5978	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.08	[m]
Risultante in fondazione	1510.4512	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.33	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	114.7451	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4176.5729	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.65	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	204.79	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	181.23	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 23.18$	$N'_c = 18.47$
$N_q = 12.59$	$N'_q = 9.70$
$N_\gamma = 8.79$	$N'_\gamma = 2.61$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.43
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.83

COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	379.4814	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	358.7289	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	123.7726	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.00	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.63	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1126.6199	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.36	[m]	Y = -3.17	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	358.7289	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1594.6159	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	1274.6293	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	7264.4599	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1594.6159	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	358.7289	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.07	[m]
Risultante in fondazione	1634.4682	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.68	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	105.7008	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	5.70
--	------

COMBINAZIONE n° 8 - Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati	36
Numero di strisce	25

Cerchio critico

Coordinate del centro	X[m]= -0.81	Y[m]= 4.86
Raggio del cerchio	R[m]= 15.18	
Ascissa a valle del cerchio	Xi[m]= -10.42	
Ascissa a monte del cerchio	Xs[m]= 13.88	
Larghezza della striscia dx[m]	0.97	
Coefficiente di sicurezza	C= 1.70	
Le strisce sono numerate da monte verso valle		

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b/\cos \alpha$	ϕ	c	u
1	5059.72	69.79	4748.11	2.81	29.26	0.000	0.000
2	9184.84	60.88	8023.53	2.00	29.26	0.000	0.000
3	12084.12	53.98	9774.17	1.65	29.26	0.000	0.000
4	14361.77	48.11	10691.96	1.46	29.26	0.000	0.000
5	16230.18	42.86	11040.42	1.33	29.26	0.000	0.000
6	17794.12	38.03	10962.49	1.23	29.26	0.000	0.000
7	19114.68	33.50	10550.25	1.17	29.26	0.000	0.000
8	20365.77	29.20	9935.23	1.11	28.76	0.008	0.000
9	21824.89	25.07	9248.29	1.07	26.56	0.041	0.000
10	22568.60	21.08	8117.25	1.04	26.56	0.041	0.000
11	23173.99	17.19	6850.18	1.02	26.56	0.041	0.000
12	21439.51	13.39	4963.90	1.00	26.56	0.041	0.000
13	21288.50	9.64	3565.12	0.99	26.56	0.041	0.000
14	21298.53	5.94	2202.39	0.98	26.56	0.041	0.000
15	17087.43	2.25	672.32	0.97	26.56	0.041	0.000
16	6730.81	-1.42	-166.34	0.97	26.56	0.041	0.000
17	6134.72	-5.09	-544.60	0.98	26.56	0.041	0.000
18	5923.52	-8.79	-905.32	0.98	26.56	0.041	0.000
19	5597.04	-12.53	-1213.98	1.00	26.56	0.041	0.000
20	5150.91	-16.32	-1447.22	1.01	26.56	0.041	0.000
21	4578.79	-20.18	-1579.84	1.04	26.56	0.041	0.000
22	3871.87	-24.15	-1584.03	1.06	26.56	0.041	0.000
23	3008.93	-28.24	-1423.83	1.10	28.16	0.017	0.000
24	1939.37	-32.50	-1042.02	1.15	29.26	0.000	0.000
25	668.35	-36.97	-401.96	1.22	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 3005.5993$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 990.8449$ [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 1570.2988$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.55$

COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	211.5929	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	194.2929	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	83.7964	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94	[°]		
Incremento sismico della spinta	15.2839	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	57.76	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	935.6961	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.36	[m]	Y = -3.17	[m]
Inerzia del muro	8.8293	[kN]		
Inerzia verticale del muro	4.4147	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	24.0006	[kN]		

Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte 12.0003 [kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	241.1571	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1386.1835	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1386.1835	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	241.1571	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.05	[m]
Risultante in fondazione	1407.0045	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	9.87	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-68.1473	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	11342.8875	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.65	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	174.32	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	188.31	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 35.49$	$N'_c = 30.32$
$N_q = 23.18$	$N'_q = 19.09$
$N_\gamma = 22.02$	$N'_\gamma = 10.94$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.24
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.18

COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	211.5929	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	194.2929	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	83.7964	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94	[°]	

Incremento sismico della spinta	9.8657	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36 [m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	57.69	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	935.6961	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.36	[m]	Y = -3.17 [m]
Inerzia del muro	8.8293	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-4.4147	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	24.0006	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-12.0003	[kN]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	236.1819	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1351.2079	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1351.2079	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	236.1819	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.05	[m]

Risultante in fondazione	1371.6941	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	9.91	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-62.2712	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	11322.2348	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.65	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	170.35	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	183.13	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 35.49$	$N'_c = 30.29$
$N_q = 23.18$	$N'_q = 19.07$
$N_\gamma = 22.02$	$N'_\gamma = 10.90$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.23
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.38

COMBINAZIONE n° 11

Valore della spinta statica	265.2047	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	250.7017	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	86.4999	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.63	[°]	

Incremento sismico della spinta	17.5210	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36 [m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	54.31	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	935.6961	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.36	[m]	Y = -3.17 [m]
Inerzia del muro	8.8293	[kN]	
Inerzia verticale del muro	4.4147	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	24.0006	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	12.0003	[kN]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	300.0944	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1388.5489	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1388.5489	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	300.0944	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.08	[m]
Risultante in fondazione	1420.6072	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.20	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	110.5723	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4210.4499	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.65	[m]
-------------------------------	------	-----

Tensione terreno allo spigolo di valle	192.98	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	170.27	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 23.18$	$N'_c = 18.53$
$N_q = 12.59$	$N'_q = 9.74$
$N_\gamma = 8.79$	$N'_\gamma = 2.66$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.45
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.03

COMBINAZIONE n° 12

Valore della spinta statica	265.2047	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	250.7017	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	86.4999	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.63	[°]		

Incremento sismico della spinta	10.7290	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	54.25	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	935.6961	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.36	[m]	Y = -3.17	[m]
Inerzia del muro	8.8293	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-4.4147	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	24.0006	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-12.0003	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	293.6738	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1353.5037	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1353.5037	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	293.6738	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.08	[m]
Risultante in fondazione	1384.9969	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.24	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	112.1095	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	4194.5743	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.65	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	188.55	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	165.53	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 23.18$	$N'_c = 18.51$
$N_q = 12.59$	$N'_q = 9.72$
$N_\gamma = 8.79$	$N'_\gamma = 2.64$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.44
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.10

COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica	265.2047	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	250.7017	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	86.4999	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.63	[°]		
Incremento sismico della spinta	17.5210	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	54.31	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	935.6961	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.36	[m]	Y = -3.17	[m]
Inerzia del muro	8.8293	[kN]		
Inerzia verticale del muro	4.4147	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	24.0006	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	12.0003	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	300.0944	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1388.5489	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	997.0694	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	6194.3232	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1388.5489	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	300.0944	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.08	[m]
Risultante in fondazione	1420.6072	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.20	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	110.5723	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	6.21
--	------

COMBINAZIONE n° 14

Valore della spinta statica	265.2047	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	250.7017	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	86.4999	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.63	[°]		
Incremento sismico della spinta	10.7290	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	54.25	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	935.6961	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.36	[m]	Y = -3.17 [m]
Inerzia del muro	8.8293	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-4.4147	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	24.0006	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-12.0003	[kN]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	293.6738	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1353.5037	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	1046.1239	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	6107.8776	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1353.5037	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	293.6738	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.08	[m]
Risultante in fondazione	1384.9969	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.24	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	112.1095	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	5.84
--	------

COMBINAZIONE n° 15 - Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.81 Y[m]= 4.86

Raggio del cerchio R[m]= 15.18

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -10.42

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 13.88

Larghezza della striscia dx[m]= 0.97

Coefficiente di sicurezza C= 1.77

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	2483.76	69.79	2330.79	2.81	29.26	0.000	0.000
2	6608.88	60.88	5773.27	2.00	29.26	0.000	0.000

3	9508.16	53.98	7690.62	1.65	29.26	0.000	0.000
4	11785.81	48.11	8774.22	1.46	29.26	0.000	0.000
5	13654.22	42.86	9288.15	1.33	29.26	0.000	0.000
6	15218.16	38.03	9375.50	1.23	29.26	0.000	0.000
7	16538.72	33.50	9128.46	1.17	29.26	0.000	0.000
8	17789.81	29.20	8678.57	1.11	28.76	0.008	0.000
9	19248.93	25.07	8156.73	1.07	26.56	0.041	0.000
10	19992.64	21.08	7190.75	1.04	26.56	0.041	0.000
11	20598.02	17.19	6088.73	1.02	26.56	0.041	0.000
12	21074.79	13.39	4879.46	1.00	26.56	0.041	0.000
13	21288.50	9.64	3565.12	0.99	26.56	0.041	0.000
14	21298.53	5.94	2202.39	0.98	26.56	0.041	0.000
15	17087.43	2.25	672.32	0.97	26.56	0.041	0.000
16	6730.81	-1.42	-166.34	0.97	26.56	0.041	0.000
17	6134.72	-5.09	-544.60	0.98	26.56	0.041	0.000
18	5923.52	-8.79	-905.32	0.98	26.56	0.041	0.000
19	5597.04	-12.53	-1213.98	1.00	26.56	0.041	0.000
20	5150.91	-16.32	-1447.22	1.01	26.56	0.041	0.000
21	4578.79	-20.18	-1579.84	1.04	26.56	0.041	0.000
22	3871.87	-24.15	-1584.03	1.06	26.56	0.041	0.000
23	3008.93	-28.24	-1423.83	1.10	28.16	0.017	0.000
24	1939.37	-32.50	-1042.02	1.15	29.26	0.000	0.000
25	668.35	-36.97	-401.96	1.22	29.26	0.000	0.000

 $\Sigma W_i = 2724.1411 \text{ [kN]}$
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 818.7304 \text{ [kN]}$
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 1417.7060 \text{ [kN]}$
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.55$

COMBINAZIONE n° 16 - Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.81 Y[m]= 4.86

Raggio del cerchio R[m]= 15.18

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -10.42

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 13.88

Larghezza della striscia dx[m]= 0.97

Coefficiente di sicurezza C= 1.77

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	2483.76	69.79	2330.79	2.81	29.26	0.000	0.000
2	6608.88	60.88	5773.27	2.00	29.26	0.000	0.000
3	9508.16	53.98	7690.62	1.65	29.26	0.000	0.000
4	11785.81	48.11	8774.22	1.46	29.26	0.000	0.000
5	13654.22	42.86	9288.15	1.33	29.26	0.000	0.000
6	15218.16	38.03	9375.50	1.23	29.26	0.000	0.000
7	16538.72	33.50	9128.46	1.17	29.26	0.000	0.000
8	17789.81	29.20	8678.57	1.11	28.76	0.008	0.000
9	19248.93	25.07	8156.73	1.07	26.56	0.041	0.000
10	19992.64	21.08	7190.75	1.04	26.56	0.041	0.000
11	20598.02	17.19	6088.73	1.02	26.56	0.041	0.000
12	21074.79	13.39	4879.46	1.00	26.56	0.041	0.000
13	21288.50	9.64	3565.12	0.99	26.56	0.041	0.000
14	21298.53	5.94	2202.39	0.98	26.56	0.041	0.000
15	17087.43	2.25	672.32	0.97	26.56	0.041	0.000
16	6730.81	-1.42	-166.34	0.97	26.56	0.041	0.000
17	6134.72	-5.09	-544.60	0.98	26.56	0.041	0.000
18	5923.52	-8.79	-905.32	0.98	26.56	0.041	0.000
19	5597.04	-12.53	-1213.98	1.00	26.56	0.041	0.000
20	5150.91	-16.32	-1447.22	1.01	26.56	0.041	0.000
21	4578.79	-20.18	-1579.84	1.04	26.56	0.041	0.000
22	3871.87	-24.15	-1584.03	1.06	26.56	0.041	0.000
23	3008.93	-28.24	-1423.83	1.10	28.16	0.017	0.000
24	1939.37	-32.50	-1042.02	1.15	29.26	0.000	0.000
25	668.35	-36.97	-401.96	1.22	29.26	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 2724.1411$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 818.7304$ [kN]
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 1417.7060$ [kN]
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.55$

COMBINAZIONE n° 17

Valore della spinta statica	211.5929	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	194.2929	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	83.7964	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	935.6961	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.36	[m]	Y = -3.17 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	194.2929	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1363.7158	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1363.7158	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	194.2929	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.17	[m]

Risultante in fondazione	1377.4870	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8.11	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-228.5817	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	12140.9375	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.65	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	154.91	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	201.84	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 35.49$	$N'_c = 31.67$
$N_q = 23.18$	$N'_q = 19.94$
$N_\gamma = 22.02$	$N'_\gamma = 12.75$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.74
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.90

COMBINAZIONE n° 18

Valore della spinta statica	230.2638	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	211.4373	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	91.1905	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.24 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	961.6572	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.36	[m]	Y = -3.17 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	211.4373	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1397.0711	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1397.0711	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	211.4373	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.14	[m]
Risultante in fondazione	1412.9803	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8.61	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-197.9104	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	11891.0661	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.65	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	162.42	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	203.06	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 35.49$	$N'_c = 31.29$
$N_q = 23.18$	$N'_q = 19.69$
$N_\gamma = 22.02$	$N'_\gamma = 12.23$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.58
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.51

COMBINAZIONE n° 19

Valore della spinta statica	258.2703	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	237.1539	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	102.2818	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.08	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1000.5989	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.36	[m]	Y = -3.17	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	237.1539	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1447.1040	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1447.1040	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	237.1539	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.10	[m]
Risultante in fondazione	1466.4079	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	9.31	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-151.9033	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	11541.6326	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.65	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	173.69	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	204.88	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 35.49$	$N'_c = 30.75$
$N_q = 23.18$	$N'_q = 19.36$
$N_\gamma = 22.02$	$N'_\gamma = 11.51$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.38
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	7.98

COMBINAZIONE n° 20

Valore della spinta statica	211.5929	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	194.2929	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	83.7964	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94	[°]		

Incremento sismico della spinta	7.6349	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	58.32	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	935.6961	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.36	[m]	Y = -3.17	[m]
Inerzia del muro	4.4611	[kN]		
Inerzia verticale del muro	2.2306	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	12.1266	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	6.0633	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	217.8913	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1375.0333	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1375.0333	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	217.8913	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.11	[m]
Risultante in fondazione	1392.1901	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	9.00	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-147.6435	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	11734.5869	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.65	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	164.70	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	195.01	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 35.49$	$N'_c = 30.98$
$N_q = 23.18$	$N'_q = 19.50$
$N_\gamma = 22.02$	$N'_\gamma = 11.82$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.46
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.53

COMBINAZIONE n° 21

Valore della spinta statica	211.5929	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	194.2929	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	83.7964	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58.94	[°]		

Incremento sismico della spinta	4.8939	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 6.30	[m]	Y = -5.36	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	58.32	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	935.6961	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 3.36	[m]	Y = -3.17	[m]
Inerzia del muro	4.4611	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-2.2306	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	12.1266	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-6.0633	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	215.3744	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1357.3600	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1357.3600	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	215.3744	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.11	[m]
Risultante in fondazione	1374.3407	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	9.02	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-144.6794	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	11729.2906	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	7.65	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	162.69	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	192.40	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 35.49$	$N'_c = 30.97$
$N_q = 23.18$	$N'_q = 19.50$
$N_\gamma = 22.02$	$N'_\gamma = 11.80$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.46
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.64

12.5.5. Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS_{sco}</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS_{rib}</i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS_{qlim}</i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS_{stab}</i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	2.58	--	6.95	--
2	A2-M2 - [1]	--	1.70	--	3.48	--
3	EQU - [1]	--	--	7.50	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1.87
5	A1-M1 - [2]	--	2.21	--	6.10	--
6	A2-M2 - [2]	--	1.43	--	2.83	--
7	EQU - [2]	--	--	5.70	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1.70
9	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	2.24	--	8.18	--
10	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	2.23	--	8.38	--
11	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.45	--	3.03	--
12	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.44	--	3.10	--
13	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	6.21	--	--
14	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	5.84	--	--
15	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.77
16	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.77
17	SLEQ - [1]	--	2.74	--	8.90	--
18	SLEF - [1]	--	2.58	--	8.51	--
19	SLER - [1]	--	2.38	--	7.98	--
20	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2.46	--	8.53	--
21	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2.46	--	8.64	--

12.5.6. Sollecitazioni sulla struttura

Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.37	2.9467	3.8308	0.3881	0.7274	2.1461	3.9340
3	0.74	6.2369	8.1080	1.8432	3.1321	5.4397	8.7378
4	1.11	9.8706	12.8318	4.7634	7.5109	9.6457	14.2131
5	1.48	13.8478	18.0021	9.4096	14.0837	14.3198	20.2024
6	1.85	18.1684	23.6189	15.9138	23.0565	19.2739	26.8076
7	2.22	22.8325	29.6822	24.4090	34.7130	24.6674	34.3370
8	2.59	27.8400	36.1920	35.1023	49.5475	30.6832	43.6726
9	2.96	33.1910	43.1483	48.2392	68.3569	37.3524	55.2090
10	3.33	38.8855	50.5512	64.0679	91.8151	44.6751	68.1265
11	3.70	44.9235	58.4005	82.8369	120.3562	52.6516	82.0849
12	4.07	51.3049	66.6964	104.7943	154.3665	61.2817	97.0563
13	4.44	58.0298	75.4388	130.1886	194.2230	70.5654	113.0200
14	4.81	65.0982	84.6277	159.2679	240.2962	80.5029	129.9597
15	5.18	72.5100	94.2631	192.2806	292.9513	91.0940	147.8630
16	5.55	80.2654	104.3450	229.4750	352.5494	102.3387	166.7203
17	5.92	88.3641	114.8734	271.0994	419.4485	114.2371	186.5241
18	6.29	96.8064	125.8483	317.4020	494.0041	126.7892	207.2681
19	6.66	105.5921	137.2698	368.6312	576.5695	139.9949	228.9474
20	7.03	114.7213	149.1377	425.0353	667.4964	153.8543	251.5579
21	7.40	124.1940	161.4522	486.8522	767.1207	168.2628	274.9486

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.10	0.6967	1.0506	13.2808	20.0057
3	0.21	2.7913	4.2001	26.6293	39.9802
4	0.31	6.2912	9.4453	40.0455	59.9233
5	0.42	11.2033	16.7829	53.5294	79.8351
6	0.53	17.5347	26.2096	67.0809	99.7157
7	0.63	25.2926	37.7221	80.7001	119.5649
8	0.74	34.4841	51.3171	94.3870	139.3829
9	0.84	45.1163	66.9914	108.1415	159.1695
10	0.95	57.1962	84.7416	121.9638	178.9249
11	1.05	70.7310	104.5645	135.8537	198.6489

Involuppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.56	-5.5532	3.0708	-19.8657	10.5328
3	1.11	-21.8891	11.0994	-38.8570	17.8658
4	1.67	-48.5227	22.3100	-56.9739	21.9992
5	2.22	-84.9685	34.9266	-74.2165	22.9328
6	2.78	-130.7413	47.1734	-90.5848	20.6667
7	3.33	-185.2478	57.2747	-103.5329	15.2009
8	3.89	-242.1855	63.4545	-101.5024	6.5354
9	4.44	-297.7537	63.9370	-98.5976	-0.6026
10	5.00	-351.2859	57.1606	-93.6099	-8.0881
11	5.55	-400.8208	43.0936	-84.1353	-14.1801

12.6. Verifiche elementi strutturali

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

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

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali

Aggressive

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature	Sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	E.C. 2

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$ Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$
------------------------	---

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [N/mmq]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [N/mmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
Vcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls
Vwd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd
1	0.00	100.00	30.00	10.05	8.04	0.00	0.00	1000.00	216.36	0.00
2	0.37	100.00	33.73	32.17	8.04	1790.47	-339.49	607.61	246.21	0.00
3	0.74	100.00	37.45	32.17	8.04	997.02	-492.05	159.86	276.07	0.00
4	1.11	100.00	41.18	32.17	8.04	703.25	-525.62	71.25	305.92	0.00
5	1.48	100.00	44.90	32.17	8.04	565.74	-564.96	40.85	335.78	0.00
6	1.85	100.00	48.63	32.17	8.04	488.75	-608.88	26.90	365.63	0.00
7	2.22	100.00	52.35	32.17	16.08	448.72	-669.49	19.65	395.49	0.00
8	2.59	100.00	56.08	32.17	16.08	411.04	-715.38	14.76	425.34	0.00
9	2.96	100.00	59.81	32.17	16.08	382.46	-761.98	11.52	455.20	0.00
10	3.33	100.00	63.53	32.17	16.08	359.85	-809.02	9.25	485.05	0.00
11	3.70	100.00	67.26	32.17	16.08	341.44	-856.38	7.60	514.91	0.00
12	4.07	100.00	70.98	32.17	16.08	326.11	-903.98	6.36	544.76	0.00
13	4.44	100.00	74.71	32.17	16.08	313.13	-951.74	5.40	574.62	0.00
14	4.81	100.00	78.43	32.17	16.08	298.27	-998.48	4.58	604.47	0.00
15	5.18	100.00	82.16	32.17	16.08	285.44	-1045.39	3.94	634.33	0.00
16	5.55	100.00	85.89	32.17	16.08	274.48	-1092.52	3.42	664.18	0.00
17	5.92	100.00	89.61	32.17	16.08	265.05	-1139.84	3.00	694.04	0.00
18	6.29	100.00	93.34	32.17	16.08	256.88	-1187.31	2.65	723.89	0.00
19	6.66	100.00	97.06	32.17	16.08	249.73	-1234.91	2.37	753.75	0.00
20	7.03	100.00	100.79	32.17	16.08	243.46	-1282.65	2.12	783.60	0.00
21	7.40	100.00	104.51	32.17	16.08	237.91	-1330.48	1.92	813.46	0.00

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100.00	30.00	10.05	8.04	0	0	0	0
2	0.37	100.00	33.73	32.17	8.04	28	9	157	-366
3	0.74	100.00	37.45	32.17	8.04	98	19	1234	-1238
4	1.11	100.00	41.18	32.17	8.04	205	31	3373	-2568
5	1.48	100.00	44.90	32.17	8.04	340	42	6490	-4265
6	1.85	100.00	48.63	32.17	8.04	493	52	10424	-6225
7	2.22	100.00	52.35	32.17	16.08	614	61	14828	-7750
8	2.59	100.00	56.08	32.17	16.08	782	71	20089	-9930
9	2.96	100.00	59.81	32.17	16.08	960	81	26030	-12271
10	3.33	100.00	63.53	32.17	16.08	1149	91	32657	-14767
11	3.70	100.00	67.26	32.17	16.08	1348	101	39971	-17411
12	4.07	100.00	70.98	32.17	16.08	1556	112	47977	-20198

13	4.44	100.00	74.71	32.17	16.08	1774	124	56674	-23121
14	4.81	100.00	78.43	32.17	16.08	2000	136	66065	-26176
15	5.18	100.00	82.16	32.17	16.08	2234	148	76150	-29358
16	5.55	100.00	85.89	32.17	16.08	2494	160	87623	-32885
17	5.92	100.00	89.61	32.17	16.08	2765	171	99973	-36578
18	6.29	100.00	93.34	32.17	16.08	3045	183	113113	-40406
19	6.66	100.00	97.06	32.17	16.08	3334	194	127029	-44361
20	7.03	100.00	100.79	32.17	16.08	3630	206	141710	-48434
21	7.40	100.00	104.51	32.17	16.08	3934	217	157143	-52620

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [N/mmq]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [N/mmq]
N _u	sforzo normale ultimo esposto in [kN]
M _u	momento ultimo esposto in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls
V _{wd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{cd}	V _{wd}
1	0.00	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	0.00	1000.00	897.48	0.00
2	0.10	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	1044.40	897.48	0.00
3	0.21	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	260.73	897.48	0.00
4	0.31	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	115.71	897.48	0.00
5	0.42	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	65.00	897.48	0.00
6	0.53	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	41.54	897.48	0.00
7	0.63	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	28.80	897.48	0.00
8	0.74	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	21.13	897.48	0.00
9	0.84	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	16.16	897.48	0.00
10	0.95	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	12.75	897.48	0.00
11	1.05	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	10.31	897.48	0.00

Inviluppo SLE

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100.00	115.00	24.13	24.13	0	0	0	0
13	0.10	100.00	115.00	24.13	24.13	5	16	314	-69
14	0.21	100.00	115.00	24.13	24.13	21	32	1258	-274
15	0.31	100.00	115.00	24.13	24.13	48	48	2834	-618
16	0.42	100.00	115.00	24.13	24.13	85	64	5043	-1099

17	0.53	100.00	115.00	24.13	24.13	132	81	7887	-1719
18	0.63	100.00	115.00	24.13	24.13	191	97	11369	-2478
19	0.74	100.00	115.00	24.13	24.13	260	113	15490	-3376
20	0.84	100.00	115.00	24.13	24.13	340	129	20251	-4414
21	0.95	100.00	115.00	24.13	24.13	430	146	25655	-5592
22	1.05	100.00	115.00	24.13	24.13	532	162	31704	-6911

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd
1	0.00	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	0.00	1000.00	897.48	0.00
2	0.56	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	204.84	897.48	0.00
3	1.11	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	52.12	897.48	0.00
4	1.67	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	23.59	897.48	0.00
5	2.22	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	13.51	897.48	0.00
6	2.78	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	8.81	897.48	0.00
7	3.33	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	6.24	897.48	0.00
8	3.89	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	4.79	897.48	0.00
9	4.44	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	3.91	897.48	0.00
10	5.00	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	3.32	897.48	0.00
11	5.55	100.00	115.00	24.13	24.13	0.00	1026.79	2.92	897.48	0.00

Inviluppo SLE

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0.00	100.00	115.00	24.13	24.13	0	0	0	0
13	0.56	100.00	115.00	24.13	24.13	13	7	748	256
14	1.11	100.00	115.00	24.13	24.13	46	12	2716	1206
15	1.67	100.00	115.00	24.13	24.13	92	15	5493	3124
16	2.22	100.00	115.00	24.13	24.13	145	-19	8665	6285
17	2.78	100.00	115.00	24.13	24.13	198	-27	11822	10962
18	3.33	100.00	115.00	24.13	24.13	292	-34	14549	17401
19	3.89	100.00	115.00	24.13	24.13	408	-33	16435	24353
20	4.44	100.00	115.00	24.13	24.13	523	-33	17068	31222
21	5.00	100.00	115.00	24.13	24.13	641	-34	16100	38218
22	5.55	100.00	115.00	24.13	24.13	756	-34	13645	45088

Verifiche a fessurazione

Combinazione n° 17

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M_{pf} Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kNm]

ϵ_m deformazione media espressa in [%]

s_m Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	0.00	10.05	8.04	-26.49	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.37	32.17	8.04	-39.95	-0.39	0.0000	0.00	0.000
3	0.74	32.17	8.04	-48.41	-1.84	0.0000	0.00	0.000
4	1.11	32.17	8.04	-57.60	-4.76	0.0000	0.00	0.000
5	1.48	32.17	8.04	-67.52	-9.41	0.0000	0.00	0.000
6	1.85	32.17	8.04	-78.16	-15.91	0.0000	0.00	0.000
7	2.22	32.17	16.08	-90.55	-24.41	0.0000	0.00	0.000
8	2.59	32.17	16.08	-102.74	-35.10	0.0000	0.00	0.000
9	2.96	32.17	16.08	-115.66	-48.24	0.0000	0.00	0.000
10	3.33	32.17	16.08	-129.30	-64.07	0.0000	0.00	0.000
11	3.70	32.17	16.08	-143.66	-82.84	0.0000	0.00	0.000
12	4.07	32.17	16.08	-158.75	-104.79	0.0000	0.00	0.000
13	4.44	32.17	16.08	-174.56	-130.19	0.0000	0.00	0.000
14	4.81	32.17	16.08	-191.10	-159.27	0.0000	0.00	0.000
15	5.18	32.17	16.08	-208.36	-192.28	0.0000	0.00	0.000
16	5.55	32.17	16.08	-226.35	-229.48	0.0242	124.60	0.051
17	5.92	32.17	16.08	-245.06	-271.10	0.0274	124.60	0.058
18	6.29	32.17	16.08	-264.49	-317.40	0.0308	124.60	0.065
19	6.66	32.17	16.08	-284.65	-368.63	0.0367	124.60	0.078
20	7.03	32.17	16.08	-305.53	-425.04	0.0439	124.60	0.093
21	7.40	32.17	16.08	-327.14	-486.85	0.0513	124.60	0.109

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	-1.35	24.13	24.13	-383.96	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.25	24.13	24.13	383.96	0.70	0.0000	0.00	0.000
3	-1.14	24.13	24.13	383.96	2.79	0.0000	0.00	0.000
4	-1.04	24.13	24.13	383.96	6.29	0.0000	0.00	0.000
5	-0.93	24.13	24.13	383.96	11.20	0.0000	0.00	0.000
6	-0.83	24.13	24.13	383.96	17.53	0.0000	0.00	0.000
7	-0.72	24.13	24.13	383.96	25.29	0.0000	0.00	0.000
8	-0.61	24.13	24.13	383.96	34.48	0.0000	0.00	0.000
9	-0.51	24.13	24.13	383.96	45.12	0.0000	0.00	0.000
10	-0.41	24.13	24.13	383.96	57.20	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	24.13	24.13	383.96	70.73	0.0000	0.00	0.000
12	0.75	24.13	24.13	383.96	34.73	0.0000	0.00	0.000
13	1.30	24.13	24.13	383.96	40.97	0.0000	0.00	0.000

14	1.86	24.13	24.13	383.96	43.44	0.0000	0.00	0.000
15	2.41	24.13	24.13	383.96	41.83	0.0000	0.00	0.000
16	2.97	24.13	24.13	383.96	37.03	0.0000	0.00	0.000
17	3.52	24.13	24.13	383.96	30.09	0.0000	0.00	0.000
18	4.08	24.13	24.13	383.96	22.05	0.0000	0.00	0.000
19	4.63	24.13	24.13	383.96	13.98	0.0000	0.00	0.000
20	5.19	24.13	24.13	383.96	6.91	0.0000	0.00	0.000
21	5.74	24.13	24.13	383.96	1.90	0.0000	0.00	0.000
22	6.30	24.13	24.13	-383.96	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n° 18

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M_{pf} Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kNm]

ϵ_m deformazione media espressa in [%]

s_m Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	0.00	10.05	8.04	-26.49	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.37	32.17	8.04	-39.95	-0.39	0.0000	0.00	0.000
3	0.74	32.17	8.04	-48.41	-1.84	0.0000	0.00	0.000
4	1.11	32.17	8.04	-57.60	-4.76	0.0000	0.00	0.000
5	1.48	32.17	8.04	-67.52	-9.41	0.0000	0.00	0.000
6	1.85	32.17	8.04	-78.16	-15.91	0.0000	0.00	0.000
7	2.22	32.17	16.08	-90.55	-24.41	0.0000	0.00	0.000
8	2.59	32.17	16.08	-102.74	-35.10	0.0000	0.00	0.000
9	2.96	32.17	16.08	-115.66	-48.24	0.0000	0.00	0.000
10	3.33	32.17	16.08	-129.30	-64.07	0.0000	0.00	0.000
11	3.70	32.17	16.08	-143.66	-82.88	0.0000	0.00	0.000
12	4.07	32.17	16.08	-158.75	-105.07	0.0000	0.00	0.000
13	4.44	32.17	16.08	-174.56	-130.94	0.0000	0.00	0.000
14	4.81	32.17	16.08	-191.10	-160.75	0.0000	0.00	0.000
15	5.18	32.17	16.08	-208.36	-194.76	0.0000	0.00	0.000
16	5.55	32.17	16.08	-226.35	-233.22	0.0246	124.60	0.052
17	5.92	32.17	16.08	-245.06	-276.37	0.0280	124.60	0.059
18	6.29	32.17	16.08	-264.49	-324.46	0.0316	124.60	0.067
19	6.66	32.17	16.08	-284.65	-377.75	0.0389	124.60	0.082
20	7.03	32.17	16.08	-305.53	-436.48	0.0464	124.60	0.098
21	7.40	32.17	16.08	-327.14	-500.89	0.0541	124.60	0.115

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	-1.35	24.13	24.13	-383.96	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.25	24.13	24.13	383.96	0.74	0.0000	0.00	0.000
3	-1.14	24.13	24.13	383.96	2.96	0.0000	0.00	0.000
4	-1.04	24.13	24.13	383.96	6.66	0.0000	0.00	0.000

5	-0.93	24.13	24.13	383.96	11.86	0.0000	0.00	0.000
6	-0.83	24.13	24.13	383.96	18.55	0.0000	0.00	0.000
7	-0.72	24.13	24.13	383.96	26.75	0.0000	0.00	0.000
8	-0.61	24.13	24.13	383.96	36.46	0.0000	0.00	0.000
9	-0.51	24.13	24.13	383.96	47.68	0.0000	0.00	0.000
10	-0.41	24.13	24.13	383.96	60.43	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	24.13	24.13	383.96	74.71	0.0000	0.00	0.000
12	0.75	24.13	24.13	-383.96	-25.06	0.0000	0.00	0.000
13	1.30	24.13	24.13	-383.96	-14.32	0.0000	0.00	0.000
14	1.86	24.13	24.13	-383.96	-5.72	0.0000	0.00	0.000
15	2.41	24.13	24.13	383.96	0.31	0.0000	0.00	0.000
16	2.97	24.13	24.13	383.96	4.50	0.0000	0.00	0.000
17	3.52	24.13	24.13	383.96	6.89	0.0000	0.00	0.000
18	4.08	24.13	24.13	383.96	6.83	0.0000	0.00	0.000
19	4.63	24.13	24.13	383.96	5.21	0.0000	0.00	0.000
20	5.19	24.13	24.13	383.96	2.92	0.0000	0.00	0.000
21	5.74	24.13	24.13	383.96	0.88	0.0000	0.00	0.000
22	6.30	24.13	24.13	-383.96	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n° 19

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M_{pf} Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kNm]

ϵ_m deformazione media espressa in [%]

s_m Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	0.00	10.05	8.04	-26.49	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.37	32.17	8.04	-39.95	-0.39	0.0000	0.00	0.000
3	0.74	32.17	8.04	-48.41	-1.84	0.0000	0.00	0.000
4	1.11	32.17	8.04	-57.60	-4.76	0.0000	0.00	0.000
5	1.48	32.17	8.04	-67.52	-9.41	0.0000	0.00	0.000
6	1.85	32.17	8.04	-78.16	-15.91	0.0000	0.00	0.000
7	2.22	32.17	16.08	-90.55	-24.41	0.0000	0.00	0.000
8	2.59	32.17	16.08	-102.74	-35.10	0.0000	0.00	0.000
9	2.96	32.17	16.08	-115.66	-48.24	0.0000	0.00	0.000
10	3.33	32.17	16.08	-129.30	-64.14	0.0000	0.00	0.000
11	3.70	32.17	16.08	-143.66	-83.33	0.0000	0.00	0.000
12	4.07	32.17	16.08	-158.75	-106.27	0.0000	0.00	0.000
13	4.44	32.17	16.08	-174.56	-133.24	0.0000	0.00	0.000
14	4.81	32.17	16.08	-191.10	-164.51	0.0000	0.00	0.000
15	5.18	32.17	16.08	-208.36	-200.33	0.0000	0.00	0.000
16	5.55	32.17	16.08	-226.35	-240.96	0.0255	124.60	0.054
17	5.92	32.17	16.08	-245.06	-286.65	0.0291	124.60	0.062
18	6.29	32.17	16.08	-264.49	-337.67	0.0349	124.60	0.074
19	6.66	32.17	16.08	-284.65	-394.27	0.0426	124.60	0.090
20	7.03	32.17	16.08	-305.53	-456.69	0.0507	124.60	0.107
21	7.40	32.17	16.08	-327.14	-525.19	0.0589	124.60	0.125

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	-1.35	24.13	24.13	-383.96	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.25	24.13	24.13	383.96	0.80	0.0000	0.00	0.000
3	-1.14	24.13	24.13	383.96	3.20	0.0000	0.00	0.000
4	-1.04	24.13	24.13	383.96	7.21	0.0000	0.00	0.000
5	-0.93	24.13	24.13	383.96	12.83	0.0000	0.00	0.000
6	-0.83	24.13	24.13	383.96	20.07	0.0000	0.00	0.000
7	-0.72	24.13	24.13	383.96	28.93	0.0000	0.00	0.000
8	-0.61	24.13	24.13	383.96	39.42	0.0000	0.00	0.000
9	-0.51	24.13	24.13	383.96	51.54	0.0000	0.00	0.000
10	-0.41	24.13	24.13	383.96	65.29	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	24.13	24.13	383.96	80.69	0.0000	0.00	0.000
12	0.75	24.13	24.13	-383.96	-114.75	0.0000	0.00	0.000
13	1.30	24.13	24.13	-383.96	-97.26	0.0000	0.00	0.000
14	1.86	24.13	24.13	-383.96	-79.46	0.0000	0.00	0.000
15	2.41	24.13	24.13	-383.96	-61.98	0.0000	0.00	0.000
16	2.97	24.13	24.13	-383.96	-44.29	0.0000	0.00	0.000
17	3.52	24.13	24.13	-383.96	-27.90	0.0000	0.00	0.000
18	4.08	24.13	24.13	-383.96	-15.99	0.0000	0.00	0.000
19	4.63	24.13	24.13	-383.96	-7.95	0.0000	0.00	0.000
20	5.19	24.13	24.13	-383.96	-3.07	0.0000	0.00	0.000
21	5.74	24.13	24.13	-383.96	-0.65	0.0000	0.00	0.000
22	6.30	24.13	24.13	-383.96	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n° 20

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M_{pf} Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kNm]

ε_m deformazione media espressa in [%]

S_m Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	10.05	8.04	-26.49	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.37	32.17	8.04	-39.95	-0.41	0.0000	0.00	0.000
3	0.74	32.17	8.04	-48.41	-1.93	0.0000	0.00	0.000
4	1.11	32.17	8.04	-57.60	-4.98	0.0000	0.00	0.000
5	1.48	32.17	8.04	-67.52	-9.83	0.0000	0.00	0.000
6	1.85	32.17	8.04	-78.16	-16.62	0.0000	0.00	0.000
7	2.22	32.17	16.08	-90.55	-25.48	0.0000	0.00	0.000
8	2.59	32.17	16.08	-102.74	-36.64	0.0000	0.00	0.000
9	2.96	32.17	16.08	-115.66	-50.34	0.0000	0.00	0.000
10	3.33	32.17	16.08	-129.30	-66.85	0.0000	0.00	0.000
11	3.70	32.17	16.08	-143.66	-86.42	0.0000	0.00	0.000
12	4.07	32.17	16.08	-158.75	-109.32	0.0000	0.00	0.000
13	4.44	32.17	16.08	-174.56	-135.79	0.0000	0.00	0.000
14	4.81	32.17	16.08	-191.10	-166.09	0.0000	0.00	0.000

15	5.18	32.17	16.08	-208.36	-200.50	0.0000	0.00	0.000
16	5.55	32.17	16.08	-226.35	-239.25	0.0253	124.60	0.054
17	5.92	32.17	16.08	-245.06	-282.62	0.0287	124.60	0.061
18	6.29	32.17	16.08	-264.49	-330.86	0.0332	124.60	0.070
19	6.66	32.17	16.08	-284.65	-384.22	0.0404	124.60	0.085
20	7.03	32.17	16.08	-305.53	-442.97	0.0477	124.60	0.101
21	7.40	32.17	16.08	-327.14	-507.35	0.0554	124.60	0.117

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	-1.35	24.13	24.13	-383.96	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.25	24.13	24.13	383.96	0.75	0.0000	0.00	0.000
3	-1.14	24.13	24.13	383.96	3.00	0.0000	0.00	0.000
4	-1.04	24.13	24.13	383.96	6.77	0.0000	0.00	0.000
5	-0.93	24.13	24.13	383.96	12.04	0.0000	0.00	0.000
6	-0.83	24.13	24.13	383.96	18.83	0.0000	0.00	0.000
7	-0.72	24.13	24.13	383.96	27.14	0.0000	0.00	0.000
8	-0.61	24.13	24.13	383.96	36.98	0.0000	0.00	0.000
9	-0.51	24.13	24.13	383.96	48.36	0.0000	0.00	0.000
10	-0.41	24.13	24.13	383.96	61.26	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	24.13	24.13	383.96	75.71	0.0000	0.00	0.000
12	0.75	24.13	24.13	-383.96	-8.51	0.0000	0.00	0.000
13	1.30	24.13	24.13	383.96	0.94	0.0000	0.00	0.000
14	1.86	24.13	24.13	383.96	7.84	0.0000	0.00	0.000
15	2.41	24.13	24.13	383.96	11.54	0.0000	0.00	0.000
16	2.97	24.13	24.13	383.96	12.54	0.0000	0.00	0.000
17	3.52	24.13	24.13	383.96	11.54	0.0000	0.00	0.000
18	4.08	24.13	24.13	383.96	9.19	0.0000	0.00	0.000
19	4.63	24.13	24.13	383.96	6.19	0.0000	0.00	0.000
20	5.19	24.13	24.13	383.96	3.20	0.0000	0.00	0.000
21	5.74	24.13	24.13	383.96	0.91	0.0000	0.00	0.000
22	6.30	24.13	24.13	-383.96	0.00	0.0000	0.00	0.000

Combinazione n° 21

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
M _{pf}	Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
M	Momento agente nella sezione espressa in [kNm]
ε _m	deformazione media espressa in [%]
S _m	Distanza media tra le fessure espressa in [mm]
w	Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	10.05	8.04	-26.49	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.37	32.17	8.04	-39.95	-0.40	0.0000	0.00	0.000
3	0.74	32.17	8.04	-48.41	-1.91	0.0000	0.00	0.000
4	1.11	32.17	8.04	-57.60	-4.92	0.0000	0.00	0.000
5	1.48	32.17	8.04	-67.52	-9.72	0.0000	0.00	0.000

6	1.85	32.17	8.04	-78.16	-16.42	0.0000	0.00	0.000
7	2.22	32.17	16.08	-90.55	-25.18	0.0000	0.00	0.000
8	2.59	32.17	16.08	-102.74	-36.21	0.0000	0.00	0.000
9	2.96	32.17	16.08	-115.66	-49.75	0.0000	0.00	0.000
10	3.33	32.17	16.08	-129.30	-66.06	0.0000	0.00	0.000
11	3.70	32.17	16.08	-143.66	-85.40	0.0000	0.00	0.000
12	4.07	32.17	16.08	-158.75	-108.02	0.0000	0.00	0.000
13	4.44	32.17	16.08	-174.56	-134.17	0.0000	0.00	0.000
14	4.81	32.17	16.08	-191.10	-164.12	0.0000	0.00	0.000
15	5.18	32.17	16.08	-208.36	-198.11	0.0000	0.00	0.000
16	5.55	32.17	16.08	-226.35	-236.40	0.0250	124.60	0.053
17	5.92	32.17	16.08	-245.06	-279.25	0.0283	124.60	0.060
18	6.29	32.17	16.08	-264.49	-326.91	0.0322	124.60	0.068
19	6.66	32.17	16.08	-284.65	-379.64	0.0393	124.60	0.083
20	7.03	32.17	16.08	-305.53	-437.68	0.0466	124.60	0.099
21	7.40	32.17	16.08	-327.14	-501.29	0.0542	124.60	0.115

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w
1	-1.35	24.13	24.13	-383.96	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.25	24.13	24.13	383.96	0.74	0.0000	0.00	0.000
3	-1.14	24.13	24.13	383.96	2.96	0.0000	0.00	0.000
4	-1.04	24.13	24.13	383.96	6.67	0.0000	0.00	0.000
5	-0.93	24.13	24.13	383.96	11.86	0.0000	0.00	0.000
6	-0.83	24.13	24.13	383.96	18.55	0.0000	0.00	0.000
7	-0.72	24.13	24.13	383.96	26.74	0.0000	0.00	0.000
8	-0.61	24.13	24.13	383.96	36.44	0.0000	0.00	0.000
9	-0.51	24.13	24.13	383.96	47.64	0.0000	0.00	0.000
10	-0.41	24.13	24.13	383.96	60.35	0.0000	0.00	0.000
11	-0.30	24.13	24.13	383.96	74.59	0.0000	0.00	0.000
12	0.75	24.13	24.13	-383.96	-46.53	0.0000	0.00	0.000
13	1.30	24.13	24.13	-383.96	-30.04	0.0000	0.00	0.000
14	1.86	24.13	24.13	-383.96	-16.78	0.0000	0.00	0.000
15	2.41	24.13	24.13	-383.96	-7.43	0.0000	0.00	0.000
16	2.97	24.13	24.13	-383.96	-1.47	0.0000	0.00	0.000
17	3.52	24.13	24.13	383.96	1.75	0.0000	0.00	0.000
18	4.08	24.13	24.13	383.96	2.89	0.0000	0.00	0.000
19	4.63	24.13	24.13	383.96	2.62	0.0000	0.00	0.000
20	5.19	24.13	24.13	383.96	1.61	0.0000	0.00	0.000
21	5.74	24.13	24.13	383.96	0.51	0.0000	0.00	0.000
22	6.30	24.13	24.13	-383.96	0.00	0.0000	0.00	0.000