

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. TECNOLOGIE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO
CON LA STAZIONE DI BRINDISI

CTE BRINDISI

Relazione di calcolo fondazione recinzione

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I	A	7	K	0	0	D	1	8	C	L	S	E	0	1	0	0	0	0	1	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Definitiva	C. D'Agostini	Dicembre 2019	A. Ciavarella	Dicembre 2019	T. Paolètti	Dicembre 2019	G. Guidi Buffarini Dicembre 2019

File: IA7K00D18CLSE0100001A.DOC

n. Elab.:

INDICE

1.	PREMESSA E DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	5
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
3.1	CALCESTRUZZO	8
3.1.1	<i>Magrone</i>	11
3.1.2	<i>Conglomerato cementizio per fondazioni</i>	11
3.2	ACCIAIO	11
3.2.1	<i>Acciaio di Armatura - Barre</i>	11
4.	MODELLO GEOTECNICO	13
4.1	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	14
4.2	CLASSIFICAZIONE SISMICA	14
4.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	14
5.	ANALISI DEI CARICHI	17
5.1	PESI PROPRI (G_{1k})	17
5.2	SOVRACCARICO PERMANENTE	17
5.3	CARICHI VARIABILI (Q_k)	18
5.3.1	<i>Vento</i>	18
5.3.2	<i>Sovraccarico dovuto al traffico nel piazzale</i>	21
5.4	AZIONE SISMICA	22
5.4.1	<i>Vita Nominale</i>	22
5.4.2	<i>Classe d'uso</i>	22
5.4.3	<i>Periodo di riferimento per l'azione sismica</i>	22
5.4.1	<i>Calcolo azioni sismiche</i>	22
5.4.2	<i>Combinazioni di carico</i>	23
6.	MODELLO DI CALCOLO	27

6.1	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	27
6.2	APPROCCIO AGLI STATI LIMITE	27
6.3	MODELLAZIONE DELL'OPERA	27
6.4	METODI DI CALCOLO	30
6.4.1	<i>Calcolo delle spinte</i>	30
6.4.2	<i>Calcolo del carico limite della fondazione superficiale</i>	39
6.5	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)	43
6.5.1	<i>Verifica al ribaltamento</i>	43
6.5.2	<i>Verifica allo scorrimento</i>	44
6.5.3	<i>Verifica alla capacità portante</i>	45
6.5.4	<i>Verifica alla stabilità globale del complesso muro-terreno</i>	46
6.5.5	<i>Verifica strutturale</i>	47
6.6	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	47
6.6.1	<i>Verifica di fessurazione</i>	48
6.6.2	<i>Verifica delle tensioni di esercizio</i>	48
6.6.3	<i>Verifica delle deformazioni strutturali</i>	48
6.6.4	<i>Verifica delle deformazioni dell'opera</i>	48
6.6.5	<i>Verifica strutturale</i>	50
6.7	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	51
6.7.1	<i>Verifica di fessurazione</i>	51
6.7.2	<i>Verifica delle tensioni di esercizio</i>	51
6.7.3	<i>Verifica delle deformazioni strutturali</i>	52
6.7.4	<i>Verifica delle deformazioni dell'opera</i>	52
6.8	OPZIONI DI CALCOLO	55
6.8.1	<i>Parametri sismici</i>	55
6.8.2	<i>Ipotesi di spinta</i>	55

6.8.3	Calcolo del carico limite della fondazione superficiale	56
6.8.4	Verifiche allo stato limite ultimo (SLU)	56
7.	RISULTATI ANALISI	57
7.1	SOLLECITAZIONI	57
7.2	VERIFICHE STRUTTURALI	83
7.3	VERIFICHE GEOTECNICHE	87
8.	RIEPILOGO ARMATURE ED INCIDENZA	90

1. PREMESSA E DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La presente relazione di calcolo riguarda le fondazioni in cls armato di un muro di sostegno per la recinzione esterna dell'area della CTE posizionata nel nuovo collegamento ferroviario del Salento con la stazione di Brindisi.

Sito : CTE BRINDISI

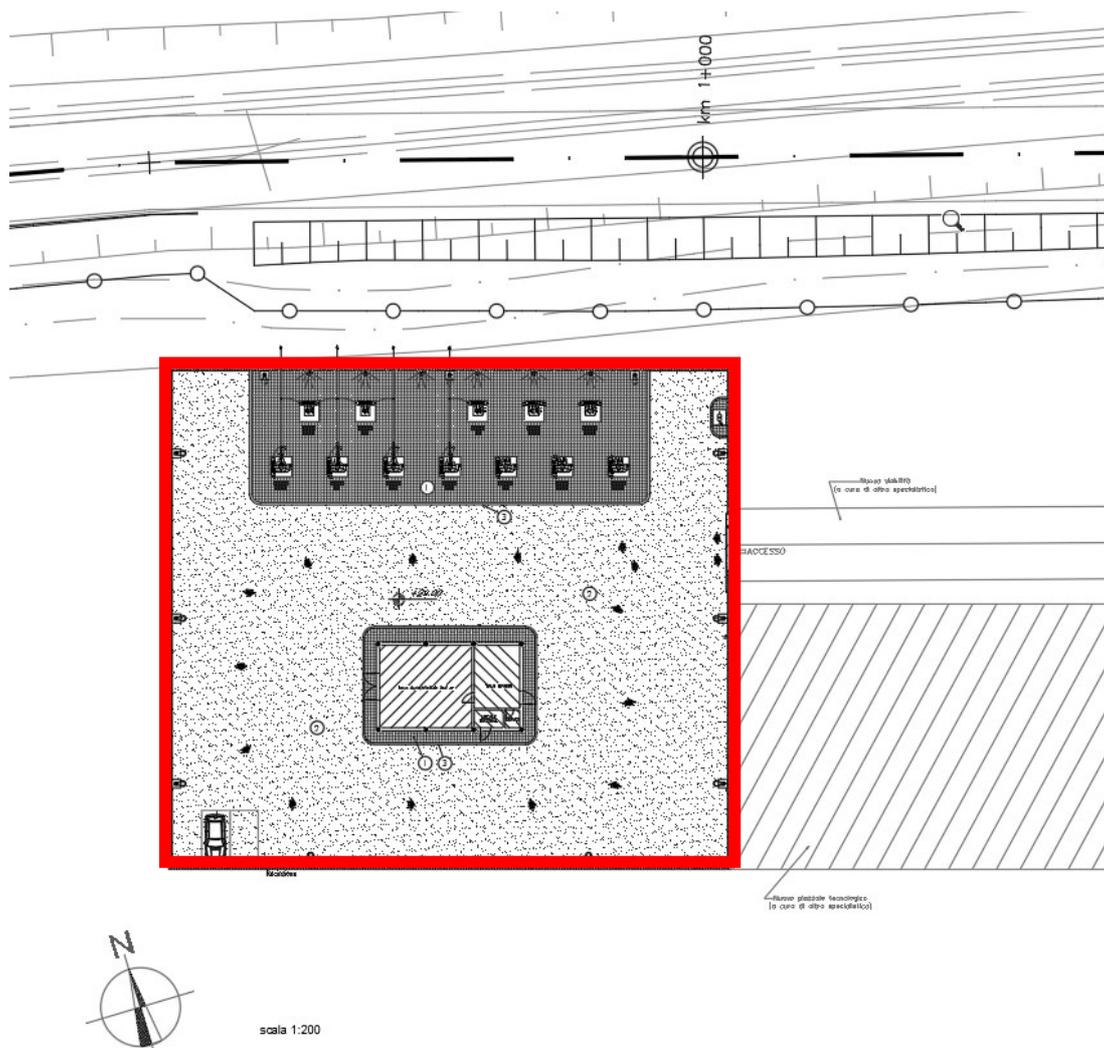
Lat : 40.633700

Lon : 17.895800

Nel seguente elaborato è rappresentata la planimetria della CTE in oggetto:

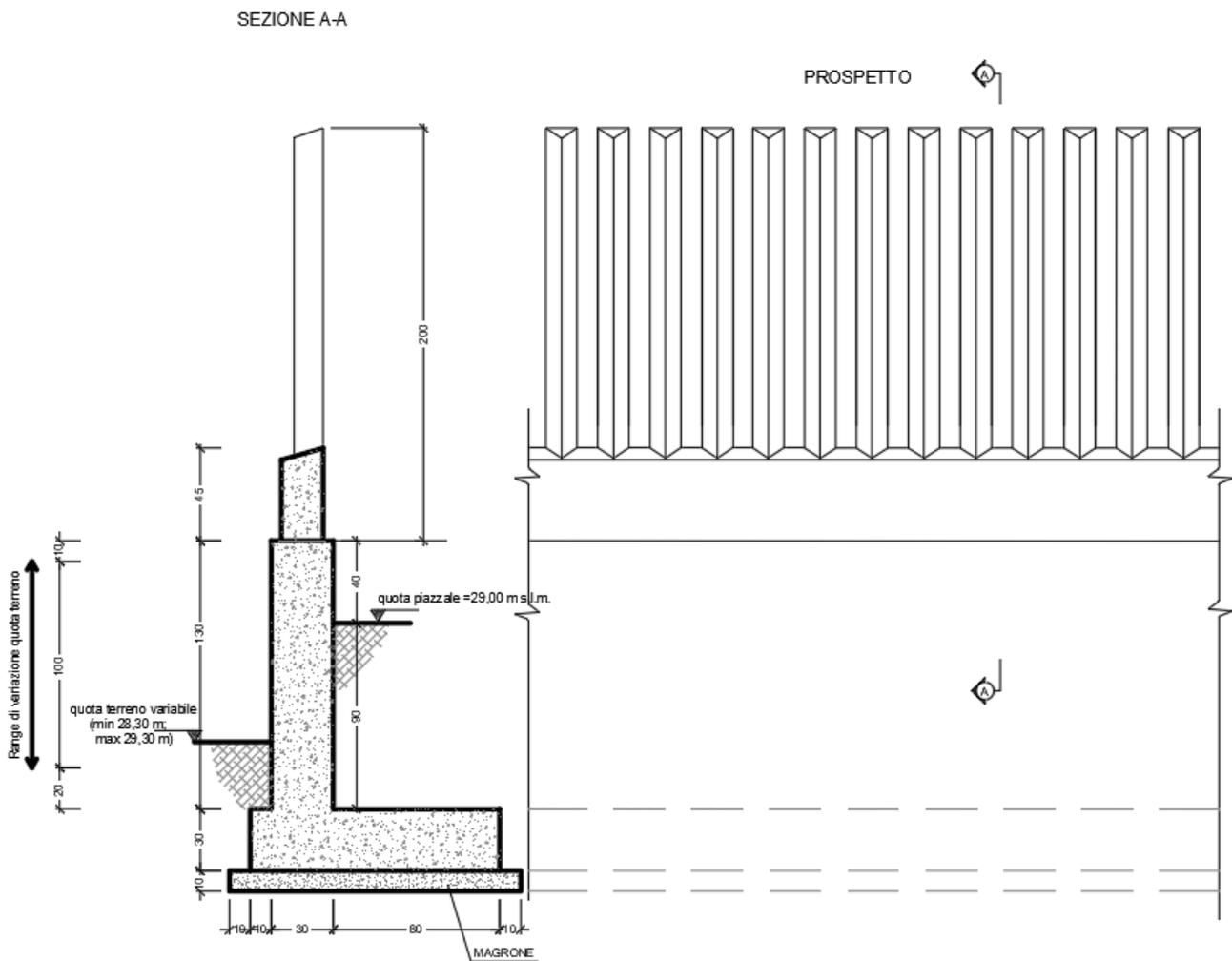
- IA7K00D18P9SE0100002A: CTE Brindisi – Piazzale – Sistemazione aerea e viabilità.

Le caratteristiche di dettaglio e la descrizione dei singoli elementi componenti sono desumibili dagli specifici elaborati grafici.



L'opera in oggetto è una struttura di recinzione, la cui fondazione è un muro a mensola in CAO gettato in opera, di sviluppo complessivo di circa 190 ml. La recinzione è un monoblocco a pettine Tipologia F.S. Nella figura sottostante si riporta la rappresentazione della struttura in esame.

TIPOLOGICO RECINZIONE
scala 1:20



Nella relazione di calcolo si farà riferimento alla configurazione più gravosa per il muro di sostegno, ossia quella che prevede un'altezza del terreno a valle del muro pari a 28,3mslm. La differenza di quota tra monte e valle risulta perciò pari a 0,7m.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p align="center">COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</p>					
<p>CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione recinzione</p>	<p>COMMESSA IA7K</p>	<p>LOTTO 00 D 18</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO SE0100001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 7 di 90</p>

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative:

- [1] D.M. 17.01.2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Circolare 21 gennaio 2019,n.7 C.S.LL.PP - Istruzioni per l’Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- [3] RFI DTC SI PS SP ISF 001 B del 22-12-17: “Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili parte II - sezione 6: opere in conglomerato cementizio e in acciaio”;
- [4] RFI DTC SI PS MA IFS 001 B del 22-12-17: “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” (MdP 2018) Parte II - Sezione 2: Ponti e strutture;
- [5] UNI EN 206-1:2016. “Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- [6] UNI 11104-2016: Calcestruzzo,” Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali”;
- [7] UNI EN 1992-1-1:2015. “Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- [8] UNI EN 1997-1:2013 – “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali”;
- [9] UNI EN 1998-5:2005 – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- [10] D.G.R. 545/10 Regione Lazio - Linee Guida per l’utilizzo degli Indirizzi e Criteri generali negli Studi di Microzonazione Sismica nella Regione Lazio in applicazione alla DGR Lazio n. 387 del 22 maggio 2009.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 17 gennaio 2018. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche e i riferimenti dei paragrafi del D.M. citato.

3.1 Calcestruzzo

Per la definizione delle classi minime di calcestruzzo in base alla classe di esposizione si è fatto riferimento alla UNI EN 206-1:2016 (in particolare alla Tabella F.1 sotto richiamata) e al RFI DTC SI PS SP ISF 001 B (in particolare alla Tabella 6.5.5.1 sotto richiamata).

Tabella 1: Tabella F1 di UNI EN 206-1:2016

Table F.1 — Recommended limiting values for composition and properties of concrete

	Exposure classes																		
	No risk of corrosion or attack	Carbonation-induced corrosion					Chloride-induced corrosion						Freeze/thaw attack				Aggressive chemical environments		
							Sea water			Chloride other than from sea water									
X0	XC 1	XC 2	XC 3	XC 4	XS 1	XS 2	XS 3	XD 1	XD 2	XD 3	XF 1	XF 2	XF 3	XF 4	XA 1	XA 2	XA 3		
Maximum w/c ^c	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Minimum strength class	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	
Minimum cement content ^a (kg/m ³)	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360	
Minimum air content (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0 ^a	4,0 ^a	4,0 ^a	-	-	-	
Other requirements	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Aggregate in accordance with EN 12620 with sufficient freeze/thaw resistance				-	Sulfate-resisting cement ^b		

^a Where the concrete is not air entrained, the performance of concrete should be tested according to an appropriate test method in comparison with a concrete for which freeze/thaw resistance for the relevant exposure class is proven.

^b Where sulfate in the environment leads to exposure classes XA2 and XA3, it is essential to use sulfate-resisting cement conforming to EN 197-1 or complementary national standards.

^c Where the *k*-value concept is applied the maximum w/c ratio and the minimum cement content are modified in accordance with 5.2.5.2.

Tabella 2: Estratto della Tabella 6.5.5.1 di RFI DTC SI PS SP ISF 001 B: Classi minime dei calcestruzzi

Tabella 6.5.5.1 – Requisiti minimi delle miscele

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Tipo di calcestruzzo	Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206) ¹	Rapporto a/c max	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck) _{min}]	Classe di consistenza	Tipo di cemento	Classe di resistenza di calcolo (MPa)
A	1*	Impalcati ed Elementi in c.a.p. prefabbricati	[XC3]	0.45	C35/45	S4-S5	CEM I,II,III,IV,V Rck
	2	Impalcati ed Elementi in c.a.p. gettati in opera	[XC3]	0.45	C35/45	S5	CEM I,II,III,IV,V Rck
B*	1	Elementi prefabbricati in c.a. per strutture fuori terra	[XC3]	0.45	C35/45	S4	CEM I,II,III,IV,V Rck
	2	Conci prefabbricati in c.a. per rivestimento di gallerie	[XA2]	0.45	C35/45	S2-S3-S4	CEM III,IV,V Rck
	3	Canalette portacavi prefabbricate Cunette prefabbricate Elementi prefabbricati senza frazioni strutturali	XC1	0.55	C25/30	S3,S4	CEM III,IV,V Rck
C**	1	Impalcati in c.a. ordinari Solette in c.a. in elevazione	XC3	0.55	C30/37	S4,S5	CEM I,II,III,IV,V Rck
	2	Pile e spalle Baggioli e pulvini Strutture in c.a. in elevazione	XC4	0.50	C32/40	S3,S4	CEM III,IV,V Rck
G**	1	Mucchi di controripa/sottoscarpa in c.a. (armatura ≥ 30 Kg/mc)	XC3	0.55	C30/37	S3, S4	CEM III,IV,V Rck
	2	Mucchi di controripa/sottoscarpa debolmente armati (armatura < 30 kg/mc) o non armati Solettoni di fondazione Fondazioni armate Rivestimenti di imbrazioni	XC2	0.60	C25/30	S3, S4	CEM III,IV,V 30
	3	Fondazioni non armate (pozzi, sottopinti, prismi per difese spondali, ecc...)	XC2	0.60	C25/30	S3,S4	CEM III,IV,V 30
	4	Cunette, canalette e cordoli	XC1	0.60	C25/30	S3,S4	CEM III,IV,V Rck

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione recinzione	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO SE0100001	REV. A

Nella tabella 4.1.IV di seguito riportata e tratta dalla NTC 2018 sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w2$	ap. fessure	$\leq w3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w2$	ap. fessure	$\leq w2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w2$	ap. fessure	$\leq w2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w1$

Per quanto riguarda la scelta del copriferro di progetto, si è fatto riferimento a RFI DTC SI PS MA IFS 001 B, secondo la Tabella 2.5.2.2.3.2.-1 sotto richiamata.

Elemento strutturale	Copriferro minimo
Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	60mm
Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	60mm
Pali di fondazione prefabbricati	60mm
Solettoni di fondazione, fondazioni armate	40mm
Fondazioni non armate (pozzi, sottopinti, ecc.)	40mm
Cunette canalette e cordoli	40mm
Opere in elevazione in viste (pile, spalle, pulvini, baggioli)	40mm
Opere in elevazione con superfici interrato o non ispezionabili	40mm
Solette estradosso	35mm
Solette intradosso (getto in opera)	35mm
Impalcato armatura ordinaria	40mm
Impalcato in C.A.P. - cavi pre-tesi	Max ($3\phi_{TR}$; 50mm)
Impalcato in C.A.P. cavi post-tesi	Max (ϕ_G ; 60mm)
Predalles prefabbricate con funzioni strutturali	25mm
Predalles senza funzioni strutturali	Max (ϕ_{inf} ; 20mm)

3.1.1 Magrone

Classe di resistenza = C12/15

3.1.2 Conglomerato cementizio per fondazioni

- γ_c = peso specifico = 25,00 kN/m³
- Classe di esposizione = XC2
- Classe di resistenza = C25/30
- R_{ck} = resistenza cubica = 30.00 N/mm²
- f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 R_{ck} = 24.9 N/mm²
- f_{cm} = resistenza cilindrica media = $f_{ck} + 8$ = 32.9 N/mm²
- f_{ctm} = resistenza a trazione media = $0.30 \times f_{ck}^{2/3}$ = 2.56 N/mm²
- f_{ctm} = resistenza a traz. per flessione media = $1.20 \times f_{ctm}$ = 3.07 N/mm²
- f_{ctk} = resistenza a traz. per flessione caratt. = $0.70 \times f_{ctm}$ = 1.79 N/mm²
- E_{cm} = modulo elast. tra 0 e $0.40f_{cm}$ = $22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$ = 31447 N/mm²

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio di Armatura - Barre

Tipo = B 450 C

- γ_a = peso specifico = 78,50 kN/m³
- $f_{y \text{ nom}}$ = tensione nominale di snervamento = 450 N/mm²
- $f_{t \text{ nom}}$ = tensione nominale di rottura = 540 N/mm²
- $f_{yk \text{ min}}$ = minima tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm²
- $f_{tk \text{ min}}$ = minima tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm²
- $(f_t/f_y)_{k \text{ min}}$ = minimo rapporto tra i valori caratteristici = 1,15
- $(f_t/f_y)_{k \text{ max}}$ = massimo rapporto tra i valori caratteristici = 1,35
- $(f_y/f_{y \text{ nom}})_k$ = massimo rapporto tra i valori nominali = 1,25
- $(A_{gt})_k$ = allungamento caratteristico sotto carico massimo = 7,5 %

- \varnothing_{\min} = minimo diametro consentito delle barre = 10 mm
- \varnothing_{\max} = massimo diametro consentito delle barre = 40 mm
- E = modulo di elasticità dell'acciaio = 206000 N/ mm²

Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:

- $\varnothing < 12$ mm 4 \varnothing
- $12 \leq \varnothing \leq 16$ mm 5 \varnothing
- $16 < \varnothing \leq 25$ mm 8 \varnothing
- $25 < \varnothing \leq 40$ mm 10 \varnothing .

4. MODELLO GEOTECNICO

Si riporta la caratterizzazione geotecnica tratta dalla Relazione Geotecnica (IA7K00D10GEGE0006001B):

Tabella 8.4: Parametri geotecnici caratteristici associati alle unità stratigrafiche

UNITÀ	MATERIALE	Parametri di resistenza				Parametri di deformabilità							
		γ_n [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	G_0 [MPa]	E_{op} [MPa]	ν' [-]	k [m/s]	OCR [-]	CR [-]	RR [-]	$C_{\alpha\varepsilon}$ [%]
$L_{(S)}$	L(S)(A);L(A);L(S)	19.0	26	0÷10	60÷120	35 ÷ 45	9 ÷ 11	0.25	1×10^{-8}	1.5 ÷ 2.0	-	-	-
	S,L(A);L,S[A]	19.0	29÷30	0÷6	-			0.25	$1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-6}$	1.0	-	-	-
$S_{(cal)}$	Intercalazioni localizzate (BH09/BH10)	19.0	26	10	50÷90	70 + 100 fino a 4.5 m da pc 85 + 110 oltre 4.5 m da pc	18 + 25 fino a 4.5 m da pc 21 + 28 oltre 4.5 m da pc	0.25	1×10^{-8}	1.5 ÷ 2.0	-	-	-
	L(A);L(A)(S)												
	Intercalazioni: Cal (S(G))	19.0	31	0	-			0.25	1×10^{-7}	1.0	-	-	-
$L_{(S(A))}$	L,S(A); S,L(A)	19.5	26÷29	7÷10	50	110 ÷ 150	28÷38	0.25	1×10^{-7}	1.0 ÷ 3	-	-	-
A_L	L,A(S); L(A); L(A)(S)	20.0	23÷24	15÷20	70-150 ⁽¹⁾	$G_0 = 85 \cdot (\sigma'_{vo}/p_a)^{0.65}$ (assumendo la falda ad 1 m da pc)	$(2.5 \cdot G_0) / 10$	0.25	1×10^{-9}	1 ÷ 1.5	0.16	0.024	0.64
Cal	Calcarenite fratturata	21.0	24÷26	95÷100	-	n.d.	100	0.25	1×10^{-7}	1.0	-	-	-

γ = peso di volume naturale;
 ϕ' = angolo di attrito "operativo";
 c' = intercetta di coesione "operativa";
 c_u = resistenza al taglio non drenata;
 G_0 = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;
 E_{op} = Modulo di young "operativo" per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;
 ν' = Rapporto di Poisson;
 k = coefficiente di permeabilità verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso diretto principalmente nella direzione verticale;
CR e RR = rapporto di compressione e rapporto di ricomprensione nel piano $\varepsilon - \log(\sigma)$
 $C_{\alpha\varepsilon}$ = coefficiente di consolidazione secondaria nel piano $\varepsilon - \log(\sigma)$
n.d. = non determinato
⁽¹⁾ variabile linearmente con la profondità da 21 m a 50 m da pc originale

La fondazione oggetto della relazione è un muro a mensola, avente piano di posa alla quota di -1.30m dal piano campagna del piazzale. Nella modellazione si è considerato come volume significativo di terreno lo strato S,L(A); L,S[A]. I parametri meccanici utilizzati sono i minimi forniti nel range di valori riportati nella tabella sovrastante.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione recinzione	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO SE0100001	REV. A

4.1 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

L'azione sismica di progetto si definisce a partire dalla "Pericolosità Sismica di base", che rappresenta, in senso probabilistico, lo scuotimento atteso in un dato sito, in un dato intervallo di tempo (finestra temporale).

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero (field free) su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale (di categoria A), con prefissate probabilità di eccedenza P_{v_r} , nel periodo di riferimento V_r .

Le forme spettrali sono definite per ciascuna probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{v_r} , a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato al D.M.17/01/2018 sono forniti i valori di a_g , F_0 e T_C^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche, riferiti ai punti di un reticolo di riferimento i cui nodi non distano più di 10 km.

4.2 Classificazione sismica

Si riporta la tabella che individua ciascuna zona secondo i valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a_g/g]
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

4.3 Categoria di sottosuolo

Il D.M.17/01/2018 definisce cinque categorie principali del terreno di fondazione, individuate in base ai valori della velocità delle onde di taglio V_{S30} nei primi 30 metri del sottosuolo, secondo la relazione $V_{S30} = 30/\Sigma(h_i/V_i)$, dove h_i e V_i sono lo spessore e la velocità nello strato i -esimo degli N strati che formano i primi 30 metri di sottosuolo, o, analogamente, in funzione dei risultati di prove NSPT eseguite alla stessa profondità. Con riferimento alla relazione geotecnica di riferimento (IA7K00D10GE0006001B), le informazioni raccolte permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria C.

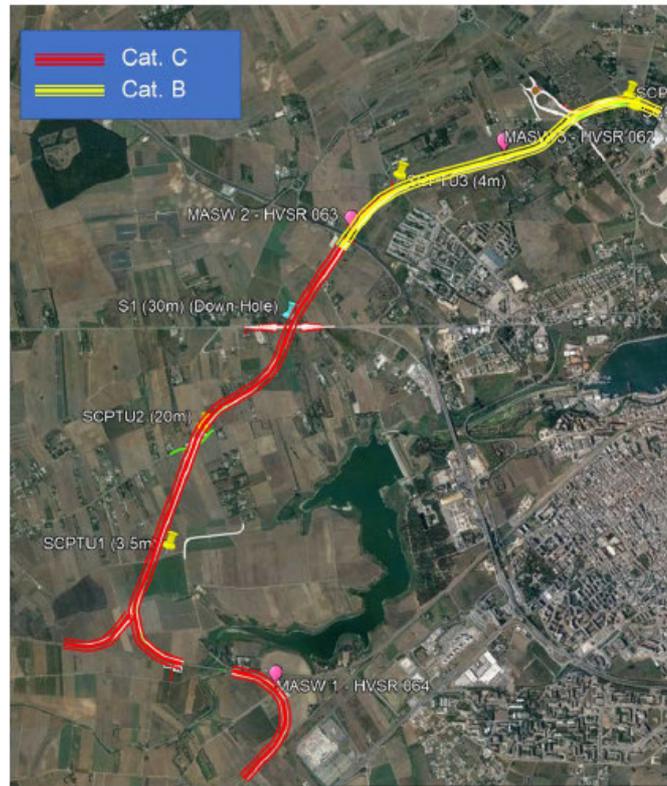


Figura 9.1: Classificazione della categoria di suolo lungo il tracciato in progetto.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Dalla categoria di sottosuolo è possibile determinare il coefficiente di amplificazione stratigrafica secondo le indicazioni della seguente tabella estratta dal D.M.17/01/2018:

Coefficiente di amplificazione stratigrafica - D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2.V		
CATEGORIA di SOTTOSUOLO	S _s	C _c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica viene combinato al coefficiente di amplificazione topografica definito dalla seguente tabella:

Coefficiente di amplificazione topografica - D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2. IV		
CATEGORIA	Caratteristiche della superficie topografica	S _T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,40

5. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

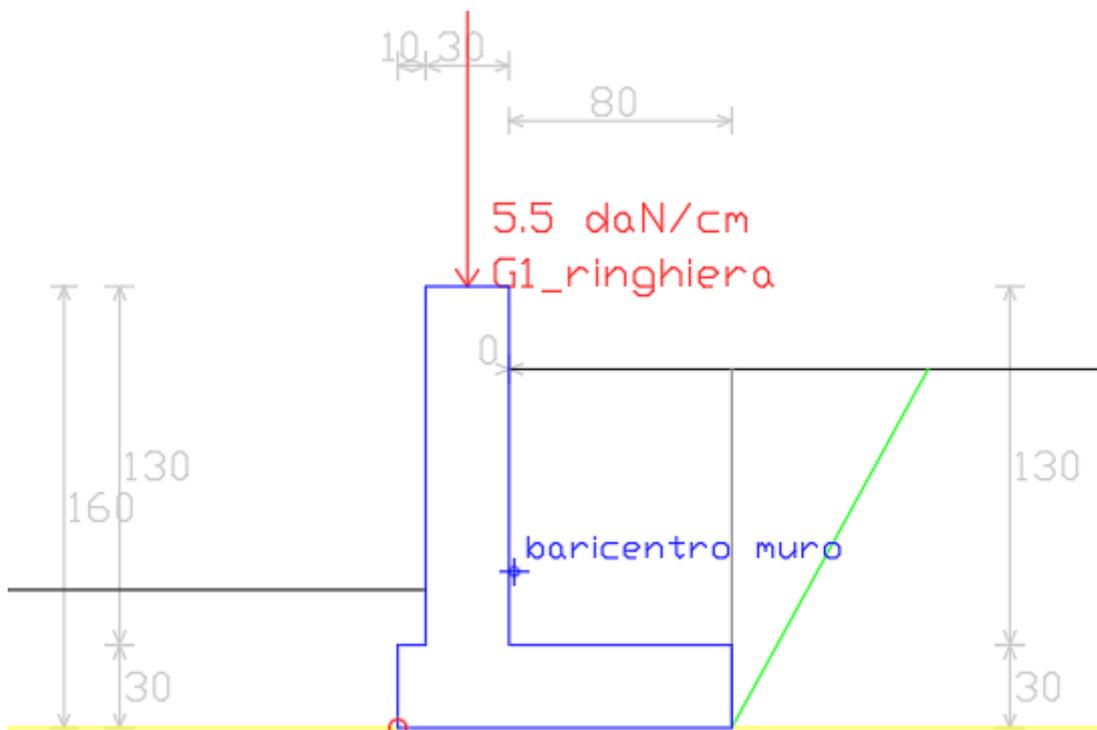
5.1 Pesì propri (G_{1k})

Il peso proprio degli elementi strutturali è computato considerando un peso specifico del c.a. pari a $\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$.

5.2 Sovraccarico permanente

La recinzione monoblocco a pettine è costituita da elementi prefabbricati di lunghezza pari a 6.12m, aventi peso complessivo pari a 3400daN. Ne consegue che, sul modello di calcolo, tale azione viene schematizzata come una linea di carico in testa al muro di fondazione, la cui intensità è pari a:

$$G_{2,\text{monoblocco a pettine}} = 3400\text{daN}/612\text{cm} = 5.55 \text{ daN/cm}$$



5.3 Carichi variabili (Q_k)

5.3.1 Vento

L'azione del vento è stata valutata in conformità con le prescrizioni contenute nelle NTC 2018. Di seguito viene riportato il dettaglio del calcolo.

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	v _{b,0} [m/s]	a ₀ [m]	k _a [1/s]
3	27	500	0.02
a _s (altitudine sul livello del mare [m])	30		
T _R (Tempo di ritorno)	50		
v _b = v _{b,0} per a _s ≤ a ₀			
v _b = v _{b,0} + k _a (a _s - a ₀) per a ₀ < a _s ≤ 1500 m			
v _b (T _R = 50 [m/s])	27.000		
α _R (T _R)	1.00073		
v _b (T _R) = v _b × α _R [m/s])	27.020		

p (pressione del vento [N/mq]) = q _b · c _e · c _p · c _d
q _b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c _e (coefficiente di esposizione)
c _p (coefficiente di forma)
c _d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q _b [N/mq]	456.29
-----------------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di analisi sul sito, ci si riferisce alla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione recinzione	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO SE0100001	REV. A

dove

- k_r, z_0, z_{min} : funzione della categoria di esposizione del sito;
- c_t : coefficiente di topografia.

In mancanza di analisi specifiche, per il sito in questione abbiamo:

Coefficiente di topografia: $c_t = 1$
 Classe rugosità Terreno: B
 Distanza sito dalla costa (km): $d > 30$ km
 Quota s.l.m. (m) $h < 500$
 Classe di esposizione: Tipo IV

da cui

$$k_r = 0,22 \quad z_0 = 0,10m \quad z_{min} = 5,0m \quad z = 2m$$

$$c_e = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 1,55$$

Il coefficiente di forma è stato valutato tenendo conto dei par. C3.33.8.7 della Circolare 21 Gennaio 2019. Pertanto il coefficiente di forma considerato si valuta nel seguente modo:

$\phi = S_p/S = 0.5$, dove S_p è la superficie effettivamente esposta all'azione del vento ed S è la superficie delimitata dall'elemento soggetto all'azione del vento

$$c_p = 1.6 \text{ per } 0.3 < \phi < 0.8$$

inoltre si ha che $d/h > 5$, dove d è l'interasse tra gli spadoni della recinzione ed h è l'altezza di quest'ultimi; ne consegue che gli elementi vengono considerati come isolati. È bene specificare che la pressione del vento viene applicata soltanto su S_p .

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto pari a:

$$c_d = 1.$$

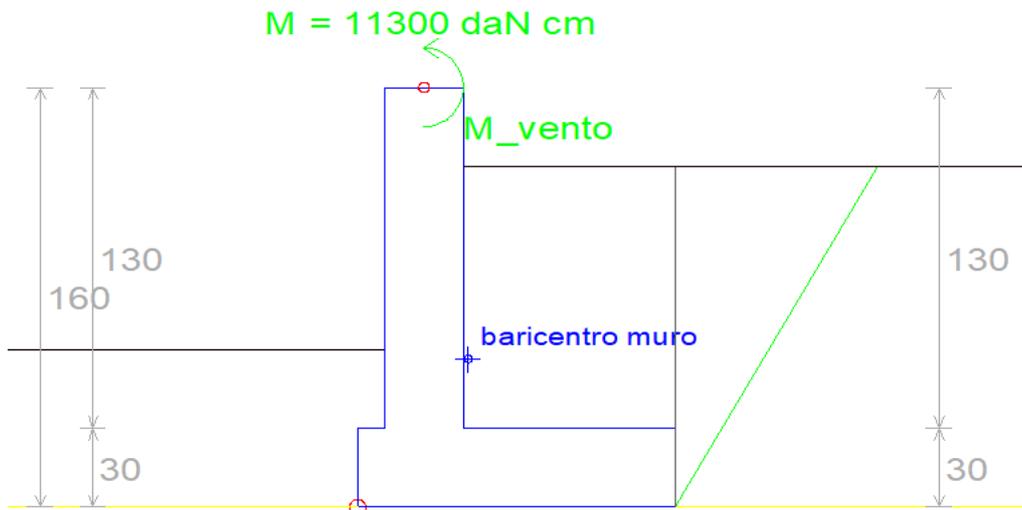
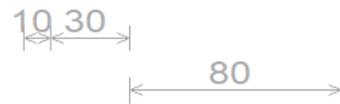
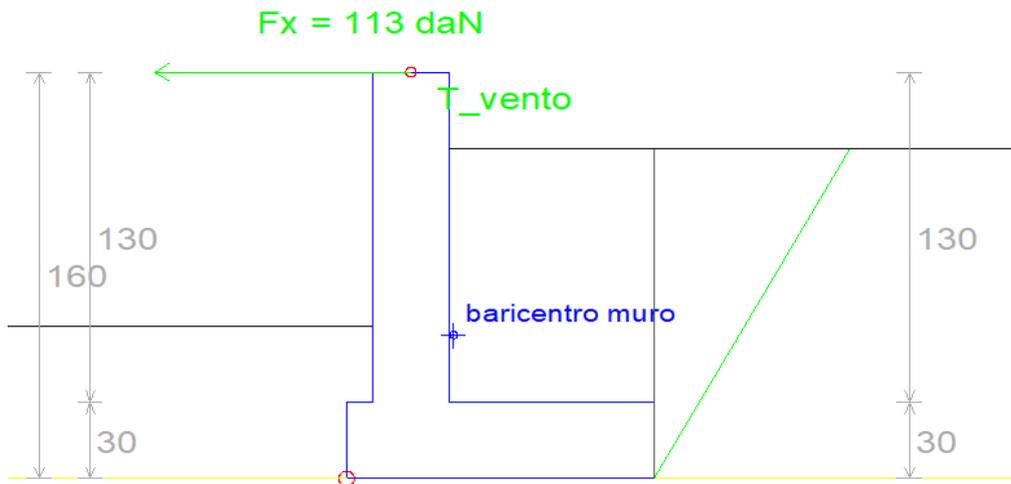
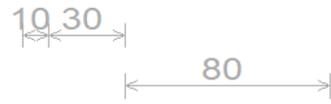
In definitiva, la pressione del vento assume il valore:

- elementi: $p = 45.56 \text{ daN/m}^2 \times 1,55 \times 1 \times 1.6 = 113 \text{ daN/m}^2$

Le forze orizzontali uniformemente distribuite agenti sulla recinzione vengono riportate sul modello come risultanti di azioni di taglio e momento. Nello specifico si ha che:

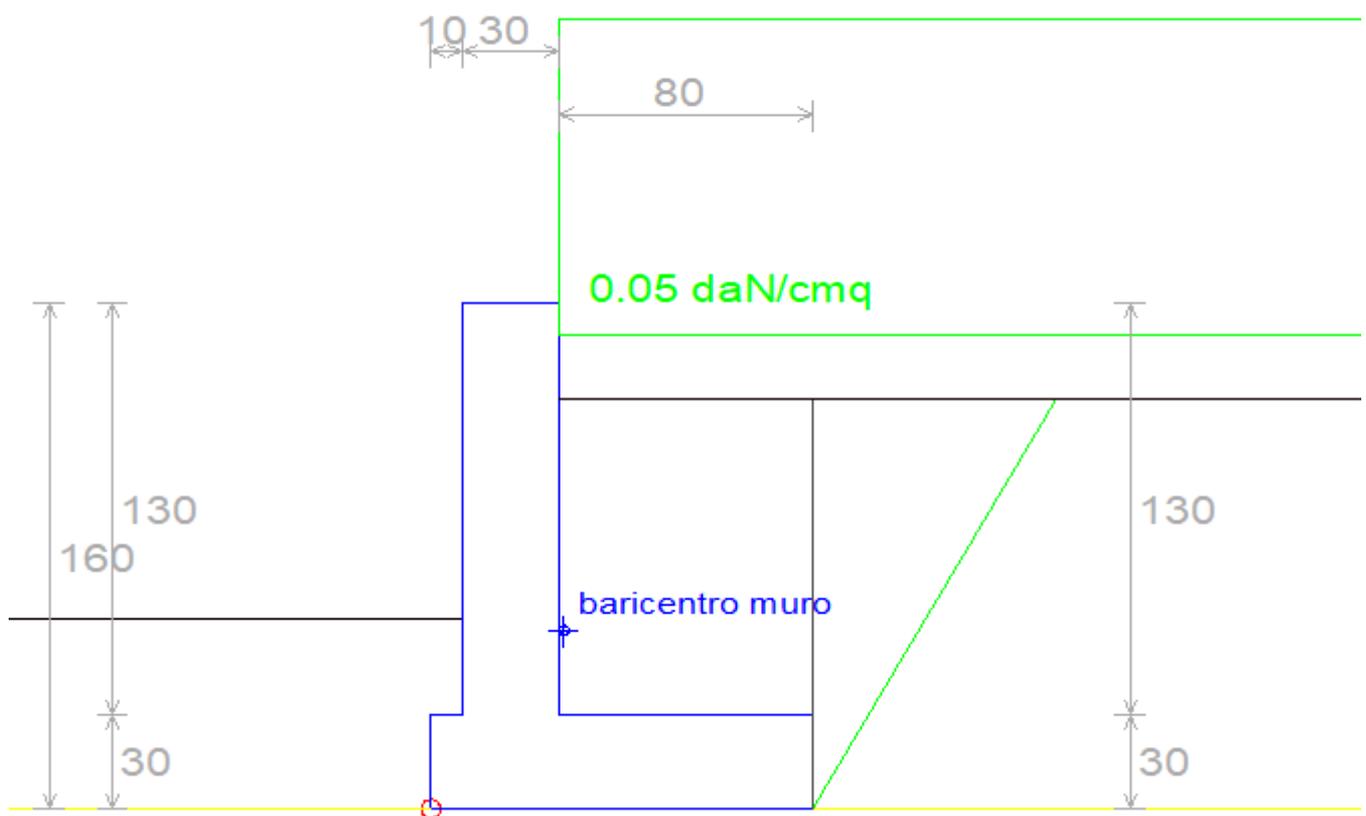
$$T = p \cdot (h_{recinzione} \cdot 1m) / 2 = 113 \text{ daN/m}^2 \cdot (2m \cdot 1m) / 2 = 113 \text{ daN}$$

$$M = T \cdot h_{recinzione} / 2 = 113 \text{ daN} \cdot 200cm / 2 = 11300 \text{ daN} \cdot cm$$



5.3.2 Sovraccarico dovuto al traffico nel piazzale

In via cautelativa, si è deciso di considerare l'azione legata al potenziale traffico di veicoli commerciali all'interno del piazzale della CTE di Brindisi. Tale sovraccarico è stato valutato, facendo riferimento alla cat. G della tab. 3.1.II, come un carico uniformemente distribuito pari a 5 kN/mq.



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione recinzione					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
IA7K	00 D 18	CL	SE0100001	A	22 di 90	

5.4 Azione sismica

5.4.1 Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale (rif. par. 2.5.1.1.1. Manuale RFI 2018) è pari a: 50 anni.

5.4.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, i fabbricati tecnologici si ritengono appartenenti alla seguente classe d'uso:

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [CU]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,00
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,50
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,00

Tabella 2.5.1.1.2-1 - Coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie

Il coefficiente d'uso (rif. par. 2.5.1.1.2. Manuale RFI 2018) è pari a: 2.

5.4.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R ricavato, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_u . Pertanto, $V_R = 50 \times 1 = 50$ anni

5.4.1 Calcolo azioni sismiche

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche è eseguita mediante il metodo pseudostatico.

L'analisi pseudostatica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo comprende l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura può spostarsi), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono definiti al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC come segue:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0,5k_h$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione recinzione	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO SE0100001	REV. A

dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC:

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella seguente tabella:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si assume che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro. A vantaggio di sicurezza, si impone che $\beta_m = 1$.

In definitiva si ottiene che:

SLV	SLD
T_r (anni) = 475	T_r (anni) = 50
$a_g = 0.4536$	$a_g = 0.1870$
$F_0 = 2.5301$	$F_0 = 2.3199$
$T_c^* = 0.4422$	$T_c^* = 0.2061$
$k_h = 0.0125$	$k_h = 0.0051$
$k_v = 0.0062$	$k_v = 0.0026$

5.4.2 Combinazioni di carico

Il progetto e la verifica di tutti gli elementi strutturali verranno eseguiti mediante il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Per quanto concerne le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione recinzione	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO SE0100001	REV. A

quelle agli stati limite d'esercizio (SLE), le condizioni elementari di carico vengono tra loro combinate in modo da determinare le sollecitazioni più sfavorevoli.

Le combinazioni di carico che verranno considerate nel calcolo delle sollecitazioni rispettano le prescrizioni fornite dalle NTC 2018.

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

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

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

- Combinazione caratteristica **rara**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots;$$

- Combinazione caratteristica **frequente**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

- Combinazione **quasi permanente**, impiegata per gli effetti a lungo termine, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

- Combinazione **sismica**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

L'analisi mira a garantire la sicurezza e le prestazioni attese attraverso il conseguimento dei seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti degli Stati Limite di Esercizio
- sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi

I valori dei coefficienti da utilizzare sono stati adottati seguendo il vigente D.M. 2018 §2.6.1 secondo la tabella 2.6.I. e §2.5.2 secondo la tabella 2.5.I. di seguito riportate.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso < 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In particolare, sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Approccio 2 – A1 + M1 + R3);
- SLU di tipo strutturale (STR)
raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Di seguito si riportano le azioni caratteristiche introdotte nel modello

Descrizione : **G1_ringhiera**

Tipo : Lineare

Applicazione : Permanente

Stabilizzante : si

Valore (daN/cm) : 10

Posizione dalla testa del muro (cm) : 0

Descrizione : **T_Vento**

Tipo : Puntuale

Applicazione : Variabile

Stabilizzante : no

Forza orizzontale (daN) : 0

Punto di applicazione [cm] : sul PARAMENTO DI MONTE (profondità dall testa sel muro 0 cm

ψ_0 : 0.6

ψ_1 : 0.2

ψ_2 : 0

Descrizione : **M_Vento**

Tipo : Puntuale

Applicazione : Variabile

Stabilizzante : no

Momento (daNcm) : 19800

Punto di applicazione [cm] : sul PARAMENTO DI MONTE (profondità dall testa sel muro 0 cm

ψ_0 : 0.6

ψ_1 : 0.2

ψ_2 : 0

Descrizione : **Q_variabile CAT.G**

Tipo : Indefinito

Applicazione : Variabile

Stabilizzante : no

Valore (daN/cm) : 0.05

ψ_0 : 0.7

ψ_1 : 0.5

ψ_2 : 0.3

Le combinazioni di carico considerate sono riportate di seguito:

Nº	Gruppo	Sisma	Sisma V+	Sisma V-	G stab.	G dest.	T_Vento	M_Vento	Q_variabile CAT.G
1	EQU				0.9	1.1	1.5	1.5	1.05
2	EQU				0.9	1.1	0.9	0.9	1.5
3	EQU	X			1	1	0	0	0.3
4	EQU	X	X		1	1	0	0	0.3
5	EQU	X		X	1	1	0	0	0.3
6	A1+M1+R3				1	1.3	1.5	1.5	1.05
7	A1+M1+R3				1	1.3	0.9	0.9	1.5
8	A1+M1+R3	X			1	1	0	0	0.3
9	A1+M1+R3	X	X		1	1	0	0	0.3
10	A1+M1+R3	X		X	1	1	0	0	0.3
11	SLE _{rara}				1	1	0.6	0.6	0.5
12	SLE _{rara}				1	1	0.2	0.2	0.7
13	SLE _{rara}	X			1	1	0	0	0.3
14	SLE _{rara}	X	X		1	1	0	0	0.3
15	SLE _{rara}	X		X	1	1	0	0	0.3
16	SLE _{freq}				1	1	0.2	0.2	0.3
17	SLE _{freq}				1	1	0	0	0.5
18	SLE _{freq}	X			1	1	0	0	0.3
19	SLE _{freq}	X	X		1	1	0	0	0.3
20	SLE _{freq}	X		X	1	1	0	0	0.3
21	SLE _{quasi perm.}				1	1	0	0	0.3
22	SLE _{quasi perm.}				1	1	0	0	0.3
23	SLE _{quasi perm.}				1	1	0	0	0.3
24	SLE _{quasi perm.}	X			1	1	0	0	0.3
25	SLE _{quasi perm.}	X	X		1	1	0	0	0.3
26	SLE _{quasi perm.}	X		X	1	1	0	0	0.3

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione recinzione	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO SE0100001	REV. A

6. MODELLO DI CALCOLO

6.1 Codici di calcolo utilizzati

Per il calcolo delle sollecitazioni gravanti sugli elementi strutturali, e per verifiche di resistenza si è fatto ricorso al codice di calcolo MURSoS di Flaccovio Editore.

La documentazione fornita a corredo dei software contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali sono forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

6.2 Approccio agli stati limite

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) è stato adottato l'Approccio 2; con il quale si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R).

In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_f riportati nella colonna A1.

		Coeff. Parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tang. angolo resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{F'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40

Verifica	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	1,00	1,80	2,30
Scorrimento	1,00	1,10	1,10

Per quanto riguarda di coefficienti parziali per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale del sistema (R), sono stati utilizzati i seguenti coefficienti (Cap. 6 NTC 08):

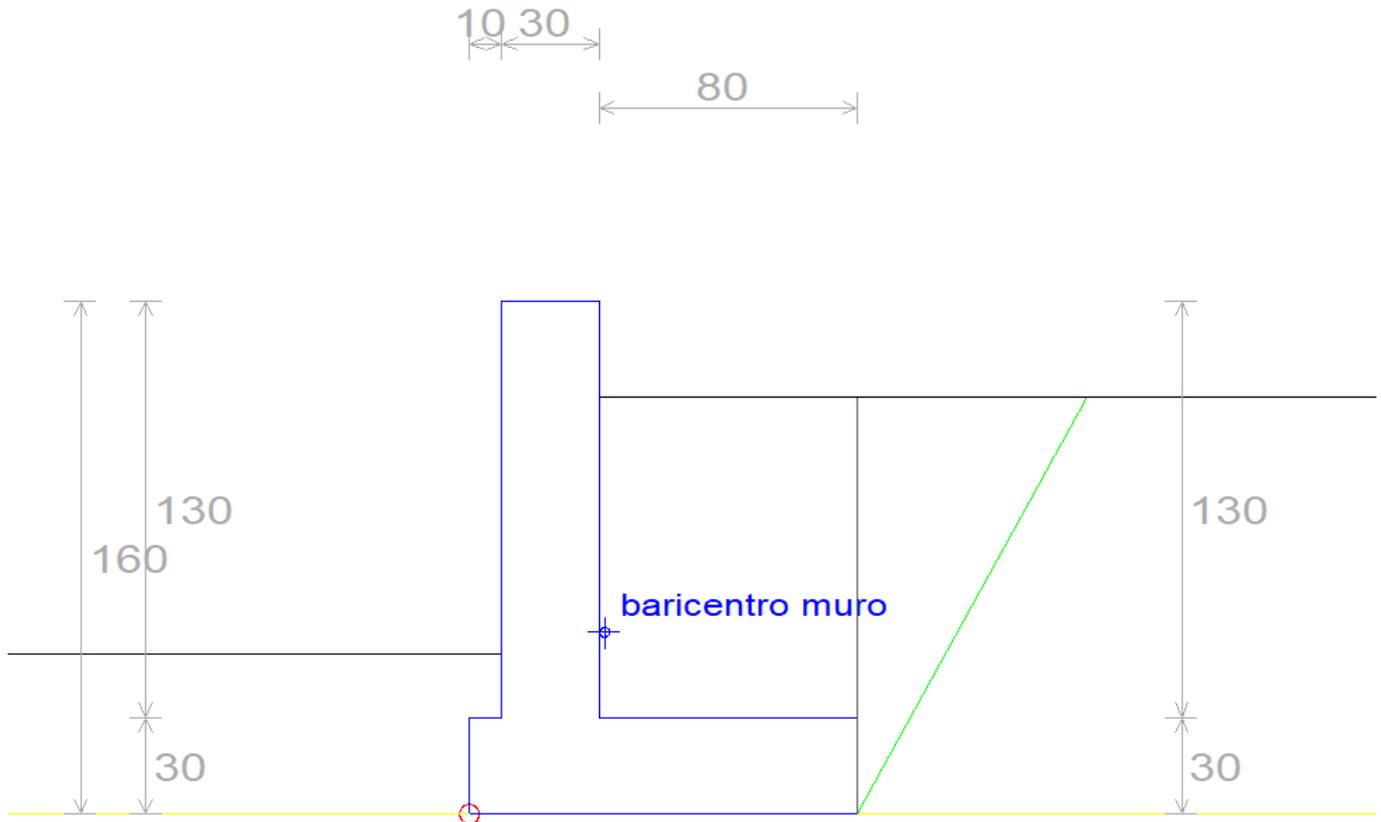
6.3 Modellazione dell'opera

Le azioni orizzontali da sisma vengono determinate automaticamente dal programma di calcolo in relazione ai carichi permanenti e variabili, secondo il relativo coefficiente di sovraccarico, realmente agenti su ciascun elemento strutturale, e riportate ai suoi nodi di estremità.

La verifica delle membrature, dell'intero corpo strutturale, viene effettuata, in automatico, dal programma di calcolo, utilizzando le formule della S.d.C. in conformità con le NTC 18.

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza.

Si riporta nella figura sottostante la rappresentazione del modello utilizzato.



. Geometria

LEGENDA SIMBOLI

Paramento

- H_m, H_v altezza paramento a monte e a valle
 r_{mm}, r_{mv} risega paramento a monte (positiva verso monte) e a valle (positiva verso valle)
 s_m spessore paramento in testa
 t_m traslazione paramento in testa (positiva se verso monte)
 θ_m, θ_v inclinazione paramento di monte e di valle rispetto alla verticale

Fondazione

- L_{sm}, L_{sv} larghezza suola a monte e a valle
 L_{stot} larghezza suola totale
 h_{sm}, h_{sv} altezza suola a monte e a valle
 r_{sm}, r_{sv} risega suola a monte e a valle
 δh_{sm} incremento altezza suola a monte
 α_s inclinazione suola rispetto all'orizzontale

Falda e terrapieno

- z_{fm}, z_{fv} profondità della falda a monte e a valle dalla testa del paramento

d_{rm}, d_{sv} ribasso terrapieno a monte e a valle dalla testa del paramento
 l_{1m} lunghezza primo tratto terrapieno a monte
 β_1, β_2 inclinazione primo tratto terrapieno a monte
 β_3 inclinazione terreno a valle

Unità di misura: [cm], [°]

Elevazione

H_m	H_v	s_m	r_{mm}	r_{mv}	t_m	θ_m	θ_v
130	130	30	0	0	0	0	0

Fondazione

Fondazione su pali : No

L_{sm}	L_{sv}	L_{Stot}	h_{sm}	h_{sv}	r_{sm}	r_{sv}	δh_{sm}	α_s
80	10	120	30	30	30	0	0	0

Terrapieno

Falda a monte: Assente
 Falda a valle: Assente
 Riempimento a monte: Assente

z_{fm}	z_{fv}	d_{rm}	d_{sv}	l_{1m}	β_1	β_2	β_3
0	0	30	30	300	0	0	0

Stratigrafia

2. Stratigrafia

N°	Nome	Spessore	ϕ'	c'	γ	ϕ_u	c_u	γ_{sat}	ν	E_t	OCR
1	ALL_S1	[cm]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ³]		[kN/m ²]	
		1000	33	0	19	0	0	0	2	20000	1

LEGENDA

N°	Numero identificativo dello strato;
Nome	Nome dello strato;
Spessore	Spessore dello strato (non significativo per l'ultimo strato o per strato unico);
ϕ'	Angolo di attrito in condizioni drenate;
c'	Coesione in condizioni drenate;
γ	Peso del terreno asciutto;
ϕ_u	Angolo di attrito in condizioni non drenate;
c_u	Coesione in condizioni non drenate;
γ_u	Peso del terreno saturo;
ν	Coefficiente di Poisson;
E_t	Modulo di Young;
OCR	Grado di sovraconsolidazione.

6.4 Metodi di calcolo

6.4.1 Calcolo delle spinte

Per il calcolo delle spinte del terreno (spinta attiva e spinta passiva) si utilizzano le formule della teoria di Rankine o di Coulomb in forma chiusa con le opportune semplificazioni nel caso di terreno stratificato o estradosso del terrapieno spezzato.

6.4.1.1 Metodo di Rankine

Le ipotesi su cui si basa la teoria di Rankine sono:

- terreno isotropo e omogeneo;
- superficie di rottura piana inclinata di un angolo α cr;
- superficie del terrapieno di riempimento piana (anche inclinata di un angolo β , ma non irregolare);
- resistenza per attrito uniformemente distribuita lungo la superficie di rottura;
- superficie del paramento interno del muro piana e verticale;
- assenza di attrito muro-terreno.

Le espressioni generali dei coefficienti di spinta sono le seguenti:

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad \text{coefficiente di spinta attiva}$$

$$K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad \text{coefficiente di spinta passiva}$$

in cui:

- ϕ è l'angolo di resistenza al taglio del terreno;
- β è l'angolo formato dall'estradosso del terrapieno con l'orizzontale.

La spinta attiva P_a agente sulla sezione di spinta a monte, è applicata ad $H/3$ dalla base del muro ed è inclinata di un angolo β pari all'inclinazione del terrapieno:

$$P_a = \int_0^H \sigma_a dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad \text{spinta attiva}$$

La spinta passiva P_p agente sulla sezione di spinta a valle, è applicata ad $H/3$ dalla base del muro ed è inclinata di un angolo β pari all'inclinazione del terreno di valle:

$$P_p = \int_0^H \sigma_p dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad \text{spinta passiva}$$

L'inclinazione della superficie di rottura associata è fornita dalle seguenti relazioni:

$$\alpha_{cr,a} = 45^\circ + \phi / 2 \quad \text{stato limite attivo}$$

$$\alpha_{cr,p} = 45^\circ - \phi / 2 \quad \text{stato limite passivo}$$

6.4.1.2 Metodo di Coulomb

Nella teoria di Coulomb, oltre alle ipotesi della teoria di Rankine, si considerano anche le seguenti posizioni:

- presenza dell'attrito fra muro e terreno δ ;
- superficie del paramento interno del muro piana e comunque inclinata di un angolo θ .

Le espressioni generali dei coefficienti di spinta, come modificati da *Muller-Breslau (1924)* sono le seguenti:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \beta)}} \right]^2} \quad \text{coefficiente di spinta attiva}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\theta - \delta) \cdot \cos(\theta - \beta)}} \right]^2} \quad \text{coefficiente di spinta passiva}$$

in cui:

- ϕ è l'angolo di resistenza al taglio del terreno;
- δ è l'angolo di attrito muro-terreno;
- β è l'angolo formato dall'estradosso del terrapieno con l'orizzontale;
- θ è l'angolo formato dal paramento interno del muro con la verticale.

Le spinte agenti sulla sezione di spinta, sono applicate ad $H/3$ dalla base del muro ed inclinate di un angolo δ pari all'attrito muro-terreno.

6.4.1.3 Spinta a riposo

Nell'ipotesi di muro rigido, con spostamento in testa impedito (es. muro di cantina), la spinta a monte è calcolata in condizioni di riposo ovvero adottando il coefficiente di spinta a riposo proposto da *Jaky (1944)* e semplificata come segue:

$$K_0 \cong (1 - \sin \phi) \cdot OCR^\alpha$$

in cui:

- OCR è il grado di sovraconsolidazione
- $\alpha = 0.46 \pm 0.06$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione recinzione	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO SE0100001	REV. A

Nel caso di terreni prettamente coesivi, il coefficiente di spinta a riposo è fornito dalla formula di Terzaghi:

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

in cui ν è il modulo di Poisson del terreno.

Se l'estradosso del terreno è inclinato di un angolo β , il coefficiente di spinta a riposo si modifica secondo la seguente relazione:

$$K_{0,\beta} = \frac{K_0 \sin \phi \cos \beta}{\sin \phi - \sin^2 \beta}$$

L'Eurocodice 7, al punto 9.5.2(4) indica la seguente espressione semplificata:

$$K_{0,\beta} = K_0(1 + \sin \beta)$$

Se invece il muro ha l'intradosso inclinato di un angolo θ , il coefficiente di spinta a riposo del terreno sarà il seguente:

$$K_{0,\theta} = \sqrt{\sin^2 \theta + K_0^2 \cos^2 \theta}$$

La componente normale e tangenziale al muro della pressione orizzontale a riposo, nel caso di intradosso inclinato, valgono rispettivamente:

$$\sigma_{n,\theta} = \sigma_{v0} \cdot (\sin^2 \theta + K_0 \cos^2 \theta) \quad \tau_{\theta} = \sigma_{v0} \cdot (1 - K_0) \sin \theta \cos \theta$$

Poiché non si hanno sufficienti spostamenti per lo sviluppo della spinta passiva, essa è considerata nulla.

6.4.1.4 Spinta dovuta ai sovraccarichi

Carico uniformemente distribuito

La pressione laterale dovuta al sovraccarico q in condizioni di spinta attiva è costante per tutta l'altezza del muro e vale:

$$\sigma_{a,q} = q \cdot K_a$$

Pertanto la spinta attiva dovuta al sovraccarico, applicata ad $H/2$, sarà:

$$P_{a,q} = q \cdot K_a \cdot H$$

Nel caso in cui il terrapieno sia inclinato di un angolo β rispetto all'orizzontale e il paramento del muro a monte sia inclinato di un angolo θ rispetto alla verticale, la pressione laterale dovuta al sovraccarico andrebbe corretta come segue:

$$\sigma_{a,q} = q_e \cdot K_a$$

in cui:

$$q_e = q \frac{\sin(90^\circ + \theta)}{\sin(90^\circ + \theta + \beta)}$$

Per la spinta passiva valgono le espressioni precedenti sostituendo il coefficiente di spinta attiva K_a con quello di spinta passiva K_p ; analogamente se il muro è rigido, si sostituisce K_a con K_0 .

Carico nastroforme

A differenza del carico uniformemente distribuito, un carico nastroforme agisce solo in una ristretta porzione del terreno a monte del muro.

La pressione orizzontale alla generica profondità z indotta da un carico nastroforme q avente larghezza di impronta B e agente ad una distanza X dalla testa di un muro di altezza H può essere ricavata dalla teoria dell'elasticità di *Boussinesq* in base ad una equazione proposta da *Terzaghi* (1943):

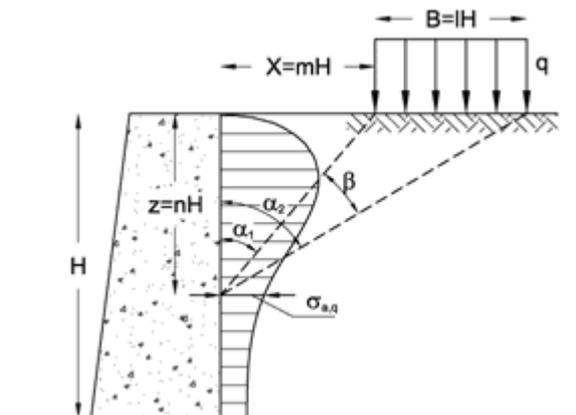
$$\sigma_{a,q} = \frac{2q}{\pi} \cdot (\beta - \sin \beta \cdot \cos 2\alpha)$$

in cui gli angoli α e β , espressi in radianti, vengono calcolati in base alle relazioni seguenti:

$$\alpha_1 = \arctan\left(\frac{m}{n}\right) \quad \alpha_2 = \arctan\left(\frac{m+l}{n}\right)$$

$$\beta = \alpha_2 - \alpha_1 \quad \alpha = \frac{\beta}{2} + \alpha_1$$

$$m = \frac{X}{H} \quad l = \frac{B}{H} \quad n = \frac{z}{H}$$



Carico lineare

è basato sulla teoria dell'elasticità con equazioni in forma chiusa ottenute partendo dalle equazioni di *Boussinesq* (1885) e corrette da *Terzaghi* (1954) sulla base della scorta di esperienze effettuate su

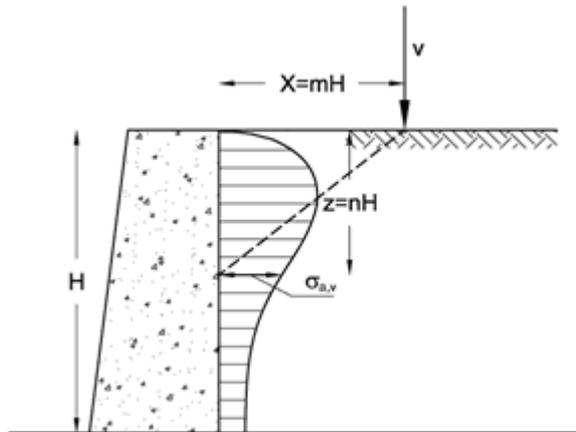
muri rigidi in scala reale.

La pressione orizzontale attiva alla generica profondità z indotta da un carico lineare verticale v lineare di intensità v agente ad una distanza X dalla testa di un muro di sostegno è data dalle seguenti espressioni:

$$\sigma_{a,v} = \frac{4p}{\pi H} \frac{m^2 \cdot n}{(m^2 + n^2)^2} \quad \text{se } m > 0,40$$

$$\sigma_{a,v} = \frac{p}{H} \frac{0,203 \cdot n}{(0,16 + n^2)^2} \quad \text{se } m < 0,40$$

in cui m , n hanno lo stesso significato di cui al carico nastroforme.



Carico concentrato

I carichi concentrati, sotto forma di forze verticali, orizzontali e momenti, sono applicate direttamente sul paramento del muro ed entrano in gioco, con i rispettivi coefficienti di sicurezza, in tutte le verifiche.

6.4.1.5 Spinta in presenza di falda

Se un terrapieno è parzialmente sommerso, il calcolo delle pressioni laterali procede in modo analogo a quanto visto in precedenza per la parte di terreno al di sopra della falda mentre al di sotto di essa si considera il peso di volume sommerso del terreno e si aggiunge la pressione dell'acqua $\sigma_w = \gamma_w Z_w$:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad \text{peso di volume sommerso del terreno}$$

Per terreni in condizioni non drenate (in cui $\phi_u = 0$) i coefficienti di spinta saranno pari all'unità $K_{au} = K_{pu} = 1$.

6.4.1.6 Spinta in presenza di coesione

In presenza di coesione, l'espressione generale delle tensioni associate allo stato limite attivo e passivo si modificano come segue:

$$\sigma_a = \gamma z \cdot K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad \text{stato limite attivo}$$

$$\sigma_p = \gamma z \cdot K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad \text{stato limite passivo}$$

$$z = z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

Poiché sino alla profondità $z = z_0$ le tensioni orizzontali attive σ_a risultano di trazione (in assenza di carichi esterni o di sisma) allora, a vantaggio della sicurezza, tali tensioni di trazione saranno considerate nulle.

6.4.1.7 Spinta in condizioni sismiche

Per muri di sostegno capaci di movimenti laterali durante un evento sismico, il calcolo dell'incremento di pressione indotto dal terremoto è valutato con l'approccio pseudo-statico proposto da *Mononobe e Matsuo (1929)* e *Okabe (1924)*.

L'analisi di *Mononobe-Okabe* è l'estensione del metodo dell'equilibrio limite globale di *Coulomb* in cui si considerano agenti le forze inerziali del terreno dovute al sisma in direzione orizzontale e verticale. Le ipotesi su cui si basa l'analisi di *Mononobe-Okabe* sono:

- muro abbastanza lungo da poter trascurare gli effetti locali alle estremità;
- muro libero di traslare orizzontalmente o ruotare attorno al piede sufficientemente da mobilitare le condizioni di pressione attiva;
- terrapieno completamente sotto falda o sopra falda;
- terrapieno omogeneo e privo coesione;
- superficie del terrapieno piana (non spezzata o irregolare);
- eventuale sovraccarico applicato al terrapieno uniforme ed esteso oltre il cuneo di rottura;
- superficie di rottura del terreno piana e passante per il piede del muro;
- effetti inerziali del muro trascurabili;
- nessun rischio di liquefazione.

I coefficienti di spinta in condizioni dinamiche sono dati dalle seguenti espressioni:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta + \psi) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\theta + \delta + \psi) \cdot \cos(\theta - \beta)}} \right]^2} \quad \text{coeff. di spinta attiva}$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \psi)}{\cos\psi \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta - \theta + \psi) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad \text{coeff. di spinta passiva}$$

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 \pm k_v) K_{ae}$$

spinta attiva in condizioni dinamiche

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 \pm k_v) K_{pe}$$

spinta passiva in condizioni dinamiche

in cui:

- ϕ è l'angolo di resistenza al taglio del terreno;
- δ è l'angolo di attrito muro-terreno;
- β è l'angolo formato dall'estradosso del terrapieno con l'orizzontale;
- θ è l'angolo formato dal paramento interno del muro con la verticale.
- k_v è il coefficiente di accelerazione sismica verticale;
- k_h è il coefficiente di accelerazione sismica orizzontale;

$$\psi = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \mp k_v}\right)$$

è l'angolo sismico.

La spinta attiva in condizioni sismiche, secondo le NTC2008, deve essere applicata nello stesso punto di quella statica, ovvero ad H/3.

L'espressione del coefficiente di spinta attiva, nel caso in cui $\beta > \phi - \psi$, è modificata come segue:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta + \psi)}$$

Per i muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, l'incremento di spinta è valutato a partire dai coefficienti sismici k_h^* e k_v^* secondo la teoria di Wood (1973):

$$\Delta P_{0e} = \gamma H^2 k_h^*$$

incremento di spinta in condizioni dinamiche

L'incremento di spinta è applicato, in accordo al punto 7.11.6.2.1 delle NTC2008, a metà altezza del muro.

Nel caso in cui il muro sia a contatto con un fronte di acqua libera, l'incremento di spinta dovuta al sisma (o spinta idrodinamica) è valutata con la seguente espressione di Westergaard (1933):

$$\sigma_{we} = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H_w z_w}$$

pressione idrodinamica

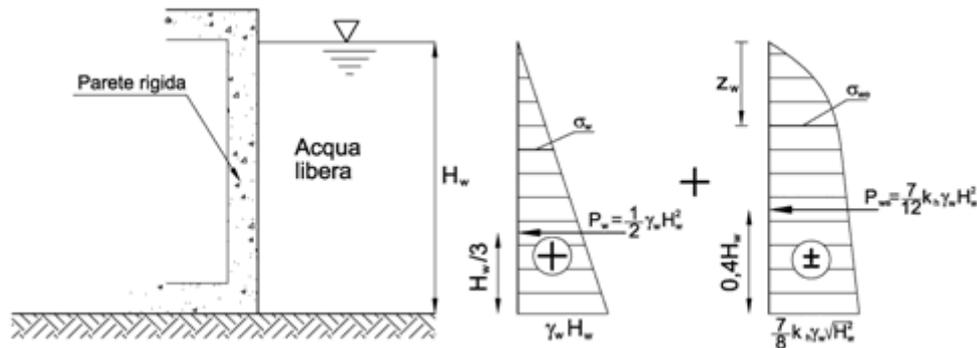
$$P_{we} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2$$

spinta idrodinamica

in cui

- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ è il peso specifico dell'acqua;
- z_w è la generica profondità dal pelo libero dell'acqua.
- H_w è l'altezza del pelo libero dell'acqua.

La spinta idrodinamica è applicata ad una quota dalla base del muro pari a $Y_{we} = 0,40H_w$



Nel caso in cui il terrapieno sia sotto falda, si distinguono due casi:

Terreni ad elevata permeabilità ($k > 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

In questa ipotesi il terreno, sotto l'azione sismica, si trova in condizioni drenate poiché l'acqua interstiziale presente nei pori può muoversi liberamente rispetto alle particelle solide del terreno. In accordo a quanto illustrato nella figura seguente, si opera in termini di tensioni efficaci, utilizzando quali parametri del terreno:

- ϕ' è l'angolo di resistenza al taglio efficace;
- c' è la coesione efficace;
- γ' è il peso efficace del terreno;
- γ_{sat} è il peso dell'unità di volume del terreno sottofalda.

La spinta sismica del terreno in condizioni attive è così valutata:

$$P_{ae1} = \frac{1}{2} \gamma' H^2 (1 \pm k_v) K_{ae1}$$

in cui K_{ae1} è ottenuto sostituendo l'angolo sismico ψ con un angolo sismico ψ_1 come di seguito modificato:

$$\psi_1 = \arctan \left[\frac{\gamma_d k_h}{\gamma' (1 \mp k_v)} \right]$$

γ_d è il peso dell'unità di volume del terreno secco.

Alla spinta così ottenuta dovrà aggiungersi la spinta statica e idrodinamica dell'acqua:

$$P_{ae1} + P_w + P_{w,e}$$

Terreni a bassa permeabilità ($k > 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

Recenti studi (*Simonelli, 2003*) hanno mostrato che in quei terreni a bassa permeabilità, per i quali l'azione sismica ha l'effetto di incrementare la pressione interstiziale dell'acqua (condizioni non

drenate), il terreno e l'acqua si comportano come un mezzo monofase e non insorge alcuna azione dinamica dovuta alla presenza dell'acqua.

Pertanto la spinta dinamica attiva del terreno sarà valutata come nel caso di terreni ad elevata permeabilità alla quale sarà aggiunta la sola spinta statica dell'acqua:

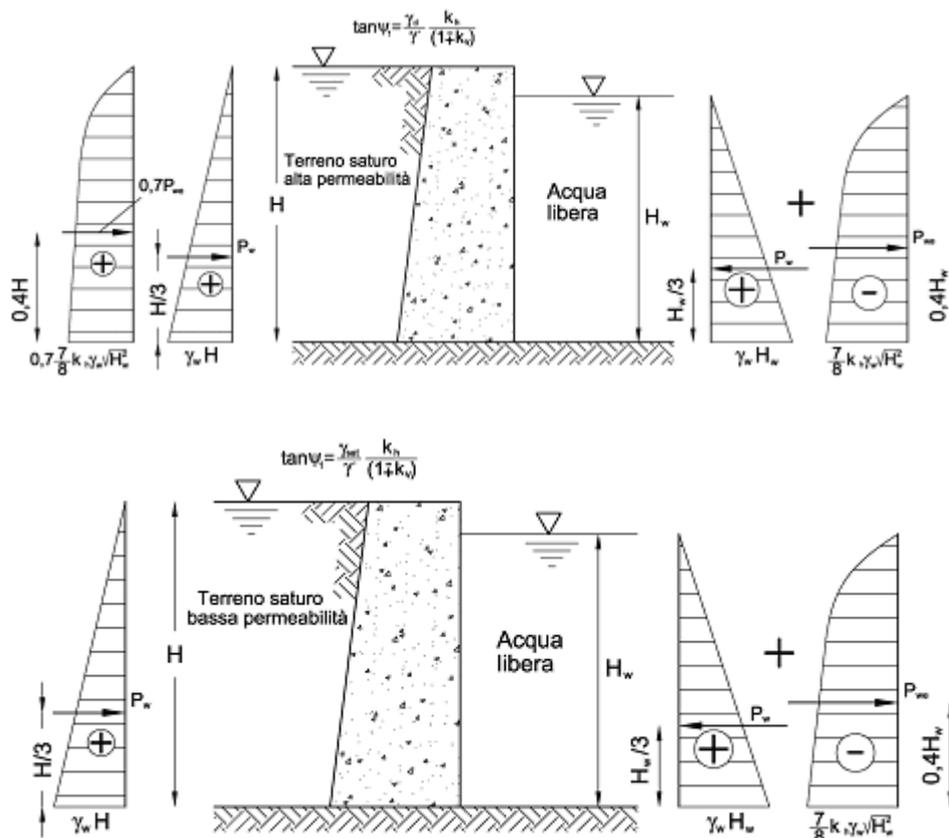
$$P_{ae2} + P_w.$$

$$P_{ae2} = \frac{1}{2} \gamma' H^2 (1 \pm k_v) K_{ae2}$$

in cui K_{ae2} è ottenuto sostituendo l'angolo sismico ψ con un angolo sismico ψ_2 così modificato:

$$\psi_2 = \arctan \left[\frac{\gamma_{sat} k_h}{\gamma' (1 \mp k_v)} \right]$$

Nei casi in cui l'opera di sostegno è a contatto con terreno saturo da una parte e con acqua libera dall'altra, si considerano contemporaneamente agenti e rivolte verso valle la depressione idrodinamica P_{we} e l'incremento di spinta del terrapieno saturo pari a $0,7P_{we}$.



Gli angoli sismici modificati ψ_1, ψ_2 sono riportati nella relazione di calcolo per ogni muro esaminato

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione recinzione	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO SE0100001	REV. A

(qualora in presenza di falda o acqua libera).

6.4.1.8 Effetti inerziali

La presenza di un evento sismico incide anche sui carichi esterni e sui pesi del muro e del terreno gravante sulla fondazione. In tal caso le forze di inerzia saranno dirette verso valle e pari al peso moltiplicato il coefficiente sismico orizzontale. I pesi saranno invece aumentati o diminuiti per effetto della componente verticale del sisma:

$$W_{sism} = W \cdot (1 \pm k_v) \quad F_i = W \cdot k_h$$

Analogamente le spinte dovute ai sovraccarichi saranno incrementate del coefficiente sismico orizzontale k_h .

Nel caso di muro il cui spostamento relativo sia impedito, i coefficienti sismici k_h e k_v sono sostituiti con i coefficienti k_h^* e k_v^* definiti al paragrafo *Dati Sismici* della presente relazione (esclusivamente per gli incrementi di spinta dei sovraccarichi funzione di k_0).

6.4.2 Calcolo del carico limite della fondazione superficiale

6.4.2.1 Carico limite in condizioni statiche

Il calcolo del carico limite del terreno può essere condotto con l'ausilio della teoria di *Brinch-Hansen (1970)* che si basa sulle più note formule di *Terzaghi*, secondo la quale la capacità portante ultima del complesso fondazione-terreno è data dalla somma di tre contributi dovuti alla coesione, all'affondamento e alla larghezza della base, tutti funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno:

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

in cui:

c' è la coesione drenata;

B' è larghezza della fondazione equivalente;

γ' è il peso efficace dell'unità di volume del terreno (per terreni asciutti $\gamma' = \gamma$);

D è l'affondamento del piano di posa rispetto al piano campagna (di valle, per fondazioni di muri di sostegno);

N_c, N_q, N_γ sono i coefficienti di capacità portante (funzione dell'angolo di attrito);

s, i, b, g, d sono i fattori correttivi della capacità portante.

La base B' parallela all'azione tagliante H è definita come la larghezza della fondazione equivalente, ossia la base per la quale il carico risulta centrato:

$$B' = B - 2e_B$$

$$e_B = \frac{M}{N}$$

in cui è l'eccentricità del carico rispetto al centro della fondazione.

Secondo la teoria di **Brinch-Hansen**, si hanno i seguenti coefficienti e fattori:

Coefficienti di capacità portante

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

Coefficienti di forma

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1$$

Coefficienti di inclinazione del carico

$$i_c = \left[i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'} \right] \quad i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B' L' c_a \cot \phi'} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + B' L' c_a \cot \phi'} \right]^{m+1}$$

(per i muri di sostegno, $m=2$, $L'=1,00m$)

Coefficienti di inclinazione del piano di posa

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi'} \quad b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi')^2 \quad \text{con } \alpha \text{ espresso in radianti}$$

α è l'inclinazione del piano di posa sull'orizzontale, positivo se il piano ruota in senso orario

Coefficienti di inclinazione del piano di campagna

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

β è l'inclinazione del piano campagna sull'orizzontale, positivo in senso orario

Coefficienti di affondamento

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

$$d_q = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \quad \text{se } \frac{D}{B'} \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{D}{B'} \right) \quad \text{se } \frac{D}{B'} \geq 1$$

Secondo l'**Eurocodice 7**, i coefficienti e fattori di capacità portante da tenere in considerazione dovrebbero essere i seguenti:

Coefficienti di capacità portante

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

Coefficienti di forma

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1$$

Coefficienti di inclinazione del carico

$$i_c = \left[i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'} \right] \quad i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B' L' c' \cot \phi'} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + B' L' c' \cot \phi'} \right]^{m+1}$$

(per i muri di sostegno, $m=2$, $L'=1,00m$)

Coefficienti di inclinazione del piano di posa

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi'} \quad b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi')^2 \quad \text{con } \alpha \text{ espresso in radianti}$$

α è l'inclinazione del piano di posa sull'orizzontale, positivo se il piano ruota in senso orario

Coefficienti di inclinazione del piano di campagna

$$g_c = g_\gamma = g_q = 1$$

Coefficienti di affondamento

$$d_c = d_q = d_\gamma = 1$$

Bowles (1991) propone di utilizzare per fondazioni di muri di sostegno i seguenti fattori correttivi di inclinazione del carico:

Coefficienti di inclinazione del carico secondo Bowles

$$i_c = \left[i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'} \right] \quad i_q = \left[1 - \frac{0,5H}{N + B' L' c_a \cot \phi'} \right]^2 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{\left(0,7 - \frac{\alpha^\circ}{450^\circ} \right) H}{N + B' L' c_a \cot \phi'} \right]^3$$

Volendo tener conto della rottura a punzonamento del terreno, si possono implementare i seguenti:

Coefficienti riduttivi per rottura a punzonamento

Se $I_R \leq I_{CR}$

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \tan \phi'} \quad \psi_q = \psi_\gamma = \exp \left[\left(0,6 \frac{B'}{L'} - 4,4 \right) \tan \phi' + \frac{3,07 \sin \phi' \log_{10}(2I_R)}{1 + \sin \phi'} \right]$$

in cui:

$$I_{CR} = 0,5 \left[\exp \left(3,3 - 0,45 \frac{B'}{L'} \right) \cdot \cot \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \right]$$

$$I_R = \frac{G}{c + \gamma' \frac{B'}{2} \tan \phi'}$$

Se $I_R > I_{CR}$

$$\psi_c = \psi_q = \psi_\gamma = 1$$

$$L' = 1,00\text{m}$$

Nel caso di terreni coesivi in condizioni non drenate la capacità portante è determinata con la seguente formula:

$$q_{lim} = c_u N_c^0 s_c^0 i_c^0 b_c^0 g_c^0 d_c^0 + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma^0 s_\gamma^0 + \gamma D$$

I coefficienti di capacità portante e fattori correttivi in condizioni non drenate secondo la teoria di **Brinch-Hansen** sono i seguenti:

$$N_c^0 = \pi + 2$$

$$N_q^0 = 0$$

$$N_\gamma^0 = -2 \sin \beta$$

$$i_c^0 = 1 - \frac{m \cdot H}{B' L' c_u N_c^0} \quad L' = 1,00\text{m}$$

$$b_c^0 = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$$

$$s_c^0 = s_\gamma^0 = 1$$

$$g_c^0 = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2}$$

$$d_c^0 = 1 + 0,4 \frac{D}{B'} \quad \text{se } \frac{D}{B'} \leq 1$$

$$d_c^0 = 1 + 0,4 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B'} \right) \quad \text{se } \frac{D}{B'} \geq 1$$

$$z_c^0 = z_c$$

I coefficienti di capacità portante e fattori correttivi in condizioni non drenate proposti dall'**Eurocodice 7** sono i seguenti:

$$N_c^0 = \pi + 2$$

$$N_q^0 = 0$$

$$N_\gamma^0 = 0$$

$$i_c^0 = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B' L' c_u}} \right) \quad L' = 1,00\text{m}$$

$$b_c^0 = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2} \quad s_c^0 = s_\gamma^0 = 1 \quad g_c^0 = 1 \quad d_c^0 = 1$$

6.4.2.2 Carico limite in condizioni sismiche

In presenza di sisma, alcuni autori propongono di introdurre alcuni coefficienti dinamici nell'espressione che fornisce il carico limite Brinch-Hansen:

$$q_{\text{lim}} = c' N_c s_c i_c b_c g_c d_c z_c + \gamma' D N_q s_q i_q b_q g_q d_q z_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma d_\gamma z_\gamma$$

in cui:

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_H}{\tan \phi'} \right)^{0,35} \quad (\text{Paolucci e Pecker, 1997})$$

$$z_c = 1 - 0,32 k_H \quad (\text{altri autori})$$

6.5 Verifiche allo stato limite ultimo (slu)

6.5.1 Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento, nel caso di muro con fondazione superficiale, consiste nell'esaminare l'equilibrio alla rotazione del corpo rigido costituito dal muro e dall'eventuale terreno che grava sulla fondazione.

Le forze che vengono prese in gioco per determinare il momento ribaltante M_{Rd} sono:

- componente orizzontale della spinta complessiva a monte;
- forza di inerzia del muro;
- forza di inerzia del terreno gravante sulla fondazione del muro;
- eventuali carichi esterni destabilizzanti e relative forze di inerzia;

Le forze che sono prese in gioco per determinare il momento stabilizzante M_{Sd} sono:

- componente verticale della spinta complessiva a monte;
- peso del muro;

- peso del terreno gravante sulla fondazione del muro;
- eventuali carichi esterni stabilizzanti.

L'equilibrio alla rotazione viene studiato rispetto allo spigolo a valle della fondazione, verificando che:

$$M_{Rd} \leq M_{Sd}$$

in cui si utilizzano i coefficienti di sicurezza della combinazione EQU.

La verifica è effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

MuroSos fornisce il grado di sicurezza a ribaltamento F_{S_rib} espresso come rapporto fra il momento stabilizzante ed il momento ribaltante. Quando esso è superiore all'unità, la verifica è soddisfatta:

$$F_{S_rib} = \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$$

Per muri con fondazioni su pali la verifica a ribaltamento non viene eseguita.

6.5.2 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento, nel caso di muro con fondazione superficiale, consiste nell'esaminare l'equilibrio alla traslazione del corpo rigido costituito dal muro e dall'eventuale terreno che grava sulla fondazione.

Le forze che vengono prese in gioco per determinare la forza resistente F_{Rd} sono costituite dalle componenti normali al piano di scivolamento delle seguenti forze:

- spinta complessiva a monte;
- peso del muro;
- peso del terreno gravante sulla fondazione del muro;
- eventuali carichi esterni stabilizzanti;

e le rispettive componenti parallele al piano di scivolamento dirette verso monte.

Le forze che sono prese in gioco per determinare la forza di scivolamento F_{Sd} sono costituite dalle componenti parallele al piano di scivolamento delle seguenti forze:

- spinta complessiva a monte;
- peso del muro;
- peso del terreno gravante sulla fondazione del muro;
- eventuali carichi esterni stabilizzanti;

e le rispettive componenti parallele al piano di scivolamento dirette verso valle.

La forza resistente F_{Rd} si sviluppa grazie all'attrito terreno-fondazione δ_f e all'adesione terreno-fondazione c_a :

$$F_{Rd} = \frac{N \tan \delta_f + B \cdot c_a}{\gamma_{R_scor}}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione recinzione	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO SE0100001	REV. A

in cui N_d è la sommatoria delle forze normali al piano di fondazione.

L'equilibrio alla traslazione viene studiato verificando che:

$$F_{Sd} \leq F_{Rd}$$

In presenza del dente di fondazione, la verifica allo scorrimento è condotta dapprima lungo un piano di scorrimento inclinato e passante dallo spigolo inferiore del dente a monte e lo spigolo inferiore della fondazione a valle, successivamente lungo un piano di scorrimento orizzontale passante dalla base del dente e considerando, fra le forze stabilizzanti, il peso del terreno compreso tra la fondazione e detto piano di scorrimento e l'eventuale aliquota della spinta passiva a valle. La verifica è governata dal rapporto F_{Rd} / F_{Sd} minore.

In accordo con il punto 6.3.5.1.1 delle NTC non si considera in generale il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

6.5.3 Verifica alla capacità portante

La tensione massima q_{max} e minima q_{min} sul piano di fondazione indotta dai carichi agenti sul muro è valutata secondo la seguente relazione (per fondazioni interamente reagenti):

$$q_{max,min} = \frac{N_d}{BL} \left(1 \pm \frac{6e_B}{BL} \right)$$

in cui N è la risultante delle forze normali al piano di fondazione, B è la larghezza della fondazione, L è la lunghezza della fondazione (in questo caso unitaria) e e_b è l'eccentricità dei carichi:

$$e_B = \frac{M_d}{N_d}$$

in cui M è il momento risultante attorno al centro della fondazione.

Se $e_b > B/6$ allora la fondazione è parzializzata e la tensione massima è calcolata come segue:

$$q_{max} = \frac{2N_d}{B_R L}$$

in cui: $B_R = 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e_B \right)$ è la base reagente.

La verifica a capacità portante è condotta confrontando l'azione di progetto N_d , ovvero la componente normale al piano di posa della risultante delle forze, con la resistenza di progetto R_d , ovvero il valore della forza normale al piano di posa a cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione.

$$N_d \leq R_d$$

in cui: $R_d = B' \cdot q_{lim} / \gamma_{R_fond}$

6.5.4 Verifica alla stabilità globale del complesso muro-terreno

Il calcolo del grado di sicurezza del complesso muro-terreno nei confronti dello scivolamento lungo potenziali superfici di rottura è basato sul concetto dell'equilibrio limite globale ipotizzando che la superficie di scivolamento abbia forma circolare. Il fattore di sicurezza può essere quindi espresso in termini di momenti rispetto al centro della circonferenza stessa:

$$F_{stab} = \frac{M_{stab}}{M_{rib}}$$

Le verifiche sono effettuate utilizzando la combinazione dei coefficienti parziali di cui al § 6.8.2 delle NTC: (A2+M2+R2).

Metodo di Fellenius (sismico)

Suddividendo il complesso muro-terreno interessato dalla superficie di scivolamento in un numero conveniente di conci di larghezza Δx_i , assumendo che le azioni agenti all'interfaccia dei conci siano uguali e opposte, operate le opportune esemplificazioni, si ricava l'equazione generale che fornisce il coefficiente di sicurezza alla stabilità globale secondo Fellenius:

$$F_{stab} = \frac{\sum_1^n \left[\frac{c' \Delta x_i}{\cos \alpha_i} + (W_i + Q_i) (\cos \alpha_i \cdot (1 \pm k_v) \mp k_h \sin \alpha_i) \tan \phi - \frac{u_i \Delta x_i}{\cos \alpha_i} \tan \phi \right]}{\sum_1^n \left[(W_i + Q_i) \left((\sin \alpha_i) (1 \pm k_v) \pm k_h \cdot \frac{y_i}{R} \right) \right]}$$

in cui:

c' è la coesione efficace;

Δx_i è la larghezza del concio i-esimo;

α_i è l'inclinazione della base del concio i-esimo rispetto all'orizzontale;

W_i è il peso del concio i-esimo

Q_i è il carico esterno gravante sul concio i-esimo;

k_h, k_v sono il coefficiente sismico orizzontale e verticale;

ϕ è l'angolo di resistenza al taglio del terreno;

u_i è la pressione indotta dalla falda sul concio i-esimo;
 y_i è il braccio della forza d'inerzia rispetto al centro della circonferenza;
 R è il raggio della circonferenza.

Metodo di Bishop (sismico)

Suddividendo il complesso muro-terreno interessato dalla superficie di scivolamento in un numero conveniente di conci di larghezza Δx_i , assumendo che le azioni agenti all'interfaccia dei conci abbiano risultante orizzontale, operate le opportune esemplificazioni, si ricava l'equazione generale che fornisce il coefficiente di sicurezza alla stabilità globale secondo Bishop:

$$F_{stab} = \frac{\sum_1^n \left[\frac{c' \Delta x_i}{\cos \alpha_i} + (W_i + Q_i)(1 \pm k_v) \tan \phi - \frac{u_i \Delta x_i}{\cos \alpha_i} \tan \phi \right] \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \phi' \tan \alpha_i}}{\sum_1^n \left[(W_i + Q_i) \left((\sin \alpha_i)(1 \pm k_v) \pm k_h \cdot \frac{y_i}{R} \right) \right]}$$

in cui valgono le stesse posizioni di cui sopra.

L'espressione è implicita per cui è risolta per iterazione fino alla convergenza $F = F_{stab}$.

6.5.5 Verifica strutturale

Per la verifica di stabilità interna della mensola, la sezione di spinta coincide con il paramento lato monte.

Le verifiche di resistenza strutturali della mensola di elevazione e della fondazione sono condotte con le classiche formulazione della scienza e tecnica delle costruzioni.

In particolare per i muri a mensola liberi di traslare e ruotare, le caratteristiche di sollecitazione agenti sul paramento in elevazione sono valutate a partire dallo schema di calcolo di incastro semplice alla base.

Per i muri di cantina, in cui è impedito il movimento della testa del muro, le caratteristiche di sollecitazione agenti sul paramento in elevazione sono valutate a partire dallo schema di calcolo di incastro-appoggio.

La fondazione è calcolata come una mensola incastrata in corrispondenza dell'innesto con il paramento di elevazione.

6.6 Verifiche allo stato limite di esercizio (sle)

In condizioni di esercizio, nelle combinazioni specificate, vengono condotte le verifiche allo stato limite di fessurazione, delle tensioni di esercizio e di deformazione degli elementi strutturali in accordo al Par. 4.1.2.2 delle NTC2008 nonché le verifiche di deformazione dell'opera (spostamenti o

rotazioni).

I valori delle proprietà meccaniche adoperate nelle analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari.

6.6.1 Verifica di fessurazione

In base alle condizioni ambientali e la sensibilità dell'armatura, gli stati limite per cui effettuare le verifiche di fessurazione sono scelti in accordo alla seguente prospetto:

Condizioni ambiente	Combinazione SLE	Armatura			
		Sensibile		Poco sensibile	
		Stato limite	w _k	Stato limite	w _k
Ordinarie	Frequente Quasi perm.	Apertura fess. Apertura fess.	0.3mm 0.2mm	Apertura fess. Apertura fess.	0.4mm 0.3mm
Aggressive	Frequente Quasi perm.	Apertura fess. Decomp.	0.2mm --	Apertura fess. Apertura fess.	0.3mm 0.2mm
Molto aggressive	Frequente Quasi perm.	Formazione fess. Decompress.	-- --	Apertura fess. Apertura fess.	0.2mm 0.2mm

Il valore caratteristico dell'apertura delle fessure w_k è espresso come:

$$w_k = 1.7 \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

in cui ε_{sm} è la deformazione media del tratto e Δ_{sm} è la distanza media fra le fessure. La verifica è soddisfatta se w_k è inferiore o uguale al corrispondente valore in tabella.

6.6.2 Verifica delle tensioni di esercizio

I limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo e di trazione nell'armatura sono fissati in accordo con la seguente tabella, in funzione delle condizioni ambientali:

Condizioni ambiente	Combinazione SLE	Compressione limite cls	Trazione limite armatura
Per tutti le condizioni ambientali	Rara	0,60f _{ck}	0,80f _{yk}
	Quasi perm.	0,45f _{ck}	--

6.6.3 Verifica delle deformazioni strutturali

La deformazione istantanea è calcolata per le combinazioni di azioni rara. La deformazione a lungo termine è calcolata in presenza dei carichi permanenti e quasi permanenti.

Il calcolo della deformazione flessionale è effettuato nell'ipotesi di sezione interamente reagente (stato non fessurato) qualora le tensioni di trazione non superino la resistenza del calcestruzzo altrimenti si fa riferimento allo stato fessurato in cui si considera l'effetto irrigidente dal calcestruzzo teso fra le fessure.

6.6.4 Verifica delle deformazioni dell'opera

Per le verifiche delle deformazioni e degli spostamenti vengono confrontate le deformazioni

ammissibili (definiti in sede di progetto dell'opera) con quelle calcolate a partire dalla teoria dell'elasticità del complesso muro-terreno considerato come un corpo rigido.

L'espressione che fornisce la rotazione del corpo rigido costituito dal muro e dal terreno gravante sopra la fondazione è data da:

$$\tan \theta = \frac{1 - \nu^2}{E_t} \cdot \frac{M}{B^2 L} I_\theta$$

in cui:

E_t, ν sono il modulo elastico e il coefficiente di Poisson del terreno ottenuti come media pesata dei rispettivi valori di ogni strato nell'ambito dello strato deformabile;

B, L sono la larghezza effettiva della fondazione e la lunghezza (unitaria);

M è il momento risultante attorno al baricentro della fondazione;

I_θ è un coefficiente di influenza ottenuto sperimentalmente da Taylor (1967) e da Tettinek e Matl (1953) in funzione del rapporto L/B e della rigidezza della fondazione di seguito tabellato:

L/B	Flessibile	Rigida
0,10	1,045	1,59
0,20	1,60	2,42
0,50	2,51	3,54
0,75	2,91	3,94
1,00 (cerchio)	3,15 (3,00)	4,17 (5,53)
1,50	3,43	4,44
2,00	3,57	4,59
3,00	3,70	4,74
5,00	3,77	4,87
10,00	3,81	4,98
100,00	3,82	5,06

Il cedimento dello spigolo di una fondazione rettangolare avente dimensioni B x L posta sulla superficie di un semispazio elastico è invece fornito dalla relazione di Timoshenko e Goodier:

$$w_i = p_0 B_R \frac{1 - \nu^2}{E_t} \left(I_1 + \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} I_2 \right) I_F$$

in cui:

w_i [mm] è il cedimento immediato dello spigolo di una fondazione B x L;

p_0 è la pressione di contatto espressa nelle stesse unità di misura di E_t ;

B_R [mm] è la base della sezione reagente della fondazione;

E_t, ν sono il modulo elastico e il coefficiente di Poisson del terreno ottenuti come media pesata dei rispettivi valori di ogni strato nell'ambito dello strato deformabile;

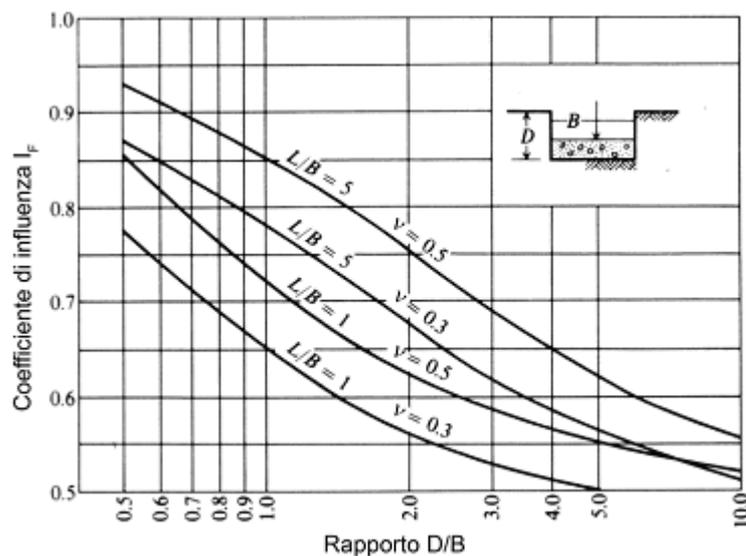
I_F è un coefficiente di influenza ricavabile graficamente;

I_1, I_2 sono dei coefficienti di influenza che si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934).

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right]$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right)$$

(\tan^{-1} espresso in radianti)



Alle deformazioni così ottenute vengono sommate le deformazioni della mensola di elevazione per ottenere lo spostamento o la rotazione massima della relativa combinazione allo SLE da confrontare con i valori ammissibili.

6.6.5 Verifica strutturale

Per la verifica di stabilità interna della mensola, la sezione di spinta coincide con il paramento lato monte. Le verifiche di resistenza strutturali della mensola di elevazione e della fondazione sono condotte con le classiche formulazione della scienza e tecnica delle costruzioni.

In particolare, per i muri a mensola liberi di traslare e ruotare, le caratteristiche di sollecitazione agenti sul paramento in elevazione sono valutate a partire dallo schema di calcolo di incastro semplice alla base.

Per i muri di cantina, in cui è impedito il movimento della testa del muro, le caratteristiche di sollecitazione agenti sul paramento in elevazione sono valutate a partire dallo schema di calcolo di incastro-appoggio.

La fondazione è calcolata come una mensola incastrata in corrispondenza dell'innesto con il paramento di elevazione.

6.7 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

In condizioni di esercizio, nelle combinazioni specificate, vengono condotte le verifiche allo stato limite di fessurazione, delle tensioni di esercizio e di deformazione degli elementi strutturali in accordo al Par. 4.1.2.2 delle NTC2008 nonché le verifiche di deformazione dell'opera (spostamenti o rotazioni).

I valori delle proprietà meccaniche adoperate nelle analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari.

6.7.1 Verifica di fessurazione

In base alle condizioni ambientali e la sensibilità dell'armatura, gli stati limite per cui effettuare le verifiche di fessurazione sono scelti in accordo alla seguente prospetto:

		Armatura			
		Sensibile		Poco sensibile	
Condizioni ambiente	Combinazione	Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
	SLE				
Ordinarie	Frequente Quasi perm.	Apertura fess. Apertura fess.	0.3mm 0.2mm	Apertura fess. Apertura fess.	0.4mm 0.3mm
Aggressive	Frequente Quasi perm.	Apertura fess. Decomp.	0.2mm --	Apertura fess. Apertura fess.	0.3mm 0.2mm
Molto aggressive	Frequente Quasi perm.	Formazione fess. Decompress.	-- --	Apertura fess. Apertura fess.	0.2mm 0.2mm

Il valore caratteristico dell'apertura delle fessure w_k è espresso come:

$$w_k = 1.7 e_{sm} \cdot D_{sm}$$

in cui e_{sm} è la deformazione media del tratto e D_{sm} è la distanza media fra le fessure. La verifica è soddisfatta se w_k è inferiore o uguale al corrispondente valore in tabella.

6.7.2 Verifica delle tensioni di esercizio

I limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo e di trazione nell'armatura sono fissati in accordo con la seguente tabella, in funzione delle condizioni ambientali:

Condizioni ambiente	Combinazione SLE	Compressione limite cls	Trazione limite armatura
Per tutti le condizioni ambientali	Rara	0,60f _{ck}	0,80f _{yk}
	Quasi perm.	0,45f _{ck}	--

6.7.3 Verifica delle deformazioni strutturali

La deformazione istantanea è calcolata per la combinazione di azioni rara. La deformazione a lungo termine è calcolata in presenza dei carichi permanenti e quasi permanenti.

Il calcolo della deformazione flessionale è effettuato nell'ipotesi di sezione interamente reagente (stato non fessurato) qualora le tensioni di trazione non superino la resistenza del calcestruzzo altrimenti si fa riferimento allo stato fessurato in cui si considera l'effetto irrigidente dal calcestruzzo teso fra le fessure.

6.7.4 Verifica delle deformazioni dell'opera

Per le verifiche delle deformazioni e degli spostamenti vengono confrontate le deformazioni ammissibili (definiti in sede di progetto dell'opera) con quelle calcolate a partire dalla teoria dell'elasticità del complesso muro-terreno considerato come un corpo rigido.

L'espressione che fornisce la rotazione del corpo rigido costituito dal muro e dal terreno gravante sopra la fondazione è data da:

$$\tan \theta = \frac{1 - \nu^2}{E_t} \cdot \frac{M}{B^2 L} I_\theta$$

in cui:

E_t , ν sono il modulo elastico e il coefficiente di Poisson del terreno ottenuti come media pesata dei rispettivi valori di ogni strato nell'ambito dello strato deformabile;

B , L sono la larghezza effettiva della fondazione e la lunghezza (unitaria);

M è il momento risultante attorno al baricentro della fondazione;

I_θ è un coefficiente di influenza ottenuto sperimentalmente da Taylor (1967) e da Tettinek e Matl (1953) in funzione del rapporto L/B e della rigidezza della fondazione di seguito tabellato:

L/B	Flessibile	Rigida
0,10	1,045	1,59
0,20	1,60	2,42
0,50	2,51	3,54
0,75	2,91	3,94
1,00 (cerchio)	3,15 (3,00)	4,17 (5,53)
1,50	3,43	4,44
2,00	3,57	4,59

3,00	3,70	4,74
5,00	3,77	4,87
10,00	3,81	4,98
100,00	3,82	5,06

Il cedimento dello spigolo di una fondazione rettangolare avente dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico è invece fornito dalla relazione di Timoshenko e Goodier:

$$w_i = p_0 B_R \frac{1-\nu^2}{E_t} \left(I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2 \right) I_F$$

in cui:

w_i [mm] è il cedimento immediato dello spigolo di una fondazione $B \times L$;

p_0 è la pressione di contatto espressa nelle stesse unità di misura di E_t ;

B_R [mm] è la base della sezione reagente della fondazione;

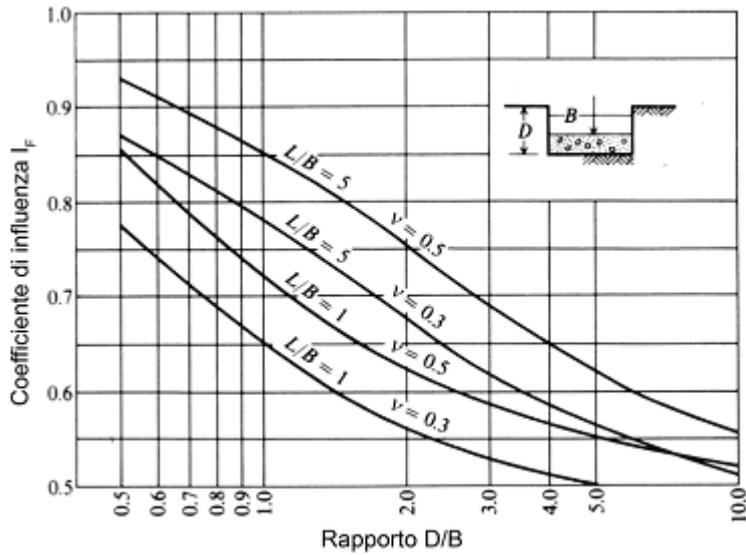
E_t, ν sono il modulo elastico e il coefficiente di Poisson del terreno ottenuti come media pesata dei rispettivi valori di ogni strato nell'ambito dello strato deformabile;

I_F è un coefficiente di influenza ricavabile graficamente;

I_1, I_2 sono dei coefficienti di influenza che si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934).

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right]$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad (\tan^{-1} \text{ espresso in radianti})$$



Alle deformazioni così ottenute vengono sommate le deformazioni della mensola di elevazione per ottenere lo spostamento o la rotazione massima della relativa combinazione allo SLE da confrontare con i valori ammissibili.

6.8 Opzioni di calcolo

Si riportano di seguito le opzioni di calcolo valide per tutti i muri facenti parte del progetto.

6.8.1 Parametri sismici

- *Categoria di suolo:* Cat_C
- *Categoria topografica:* T1
- *Classe d'uso:* Classe2
- *Vita nominale V_N :* 50 anni
- *Periodo di riferimento V_R :* 50 anni

Mediante la procedura indicata nell'appendice A sopra citata si ottengono i seguenti parametri che caratterizzano il sito dal punto di vista sismico :

Stato limite	T_R (anni)	a_g	F_0	T_c^* (s)
SLD	50,00	0,19	2,32	0,21
SLV	475,00	0,45	2,53	0,44

($V_R = 50$ anni)

- *Coefficienti sismici per i muri di sostegno*

Per l'opera in esame si sono calcolati i seguenti parametri:

Stato limite	a_g	S_s	S_T	a_{max}	β_m	k_h	k_v
SLD	0,19	1,50	1,00	0,28	1,00	0,28	0,14
SLV	0,45	1,50	1,00	0,68	1,00	0,68	0,34

Le verifiche di sicurezza sono effettuate per i soli stati limite di SLD e SLV, rispettivamente per le verifiche agli SLE e agli SLU, in accordo con la tabella C7.1.I della Circolare n. 617 del 02.02.2009.

6.8.2 Ipotesi di spinta

Per l'opera in oggetto, il calcolo delle spinte del terreno è stato eseguito mediante:

- Spinta attiva per stabilità esterna: Coulomb Muller Breslau
adottando l'ipotesi per il calcolo di K_a : per strato
e ponendo il valore dell'angolo d'attrito muro - terreno $\delta : 2\phi/3$
- Spinta attiva per stabilità interna: Coulomb Muller Breslau
adottando l'ipotesi per il calcolo di K_a : per strato
e ponendo il valore dell'angolo d'attrito muro - terreno $\delta : 2\phi/3$
- Spinta passiva: Coulomb Muller Breslau
adottando l'ipotesi per il calcolo di K_p : per strato
e ponendo il valore dell'angolo d'attrito muro - terreno $\delta : 2\phi/3$
- Spinta a riposo: Jaky
adottando l'ipotesi per il calcolo di K_p : per strato
e ponendo il valore dell'angolo d'attrito muro - terreno $\delta : 2\phi/3$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI					
	CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione recinzione	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO SE0100001	REV. A

Si è scelto di trascurata la componente verticale del sisma sui carichi esterni.

Si è scelto di trascurata la sottospinta idraulica.

Per l'opera in progetto, essendo lo strato più superficiale del terreno che costituisce il terrapieno prettamente coesivo, si è trascurata la sovraspinta idraulica lungo la zona di trazione dovuta alla formazione di fessure (tension-crack).

6.8.3 Calcolo del carico limite della fondazione superficiale

Nel calcolo dell'opera in progetto si è scelto di utilizzare i coefficienti ed i fattori correttivi della capacità portante secondo la teoria di Brinch-Hansen..

Non si è adottata la correzione di Bowles per i fattori di inclinazione del carico.

Si sono considerati i coefficienti riduttivi per rottura a punzonamento.

Si è inoltre scelto di utilizzare i coefficienti riduttivi dinamici (coeff. di Paolucci-Pecker).

Nel caso di terreno di fondazione stratificato, i parametri geotecnici assunti per il calcolo della capacità portanti sono ottenuti effettuando una media pesata dei parametri degli strati interessati dal cuneo di rottura al di sotto della fondazione stessa.

6.8.4 Verifiche allo stato limite ultimo (SLU)

Nella verifica al ribaltamento non si è considerata la spinta passiva a valle.

Nella verifica allo scorrimento si è scelto di tenere in considerazione un'aliquota della spinta passiva pari al 0 (NOTA: dipende dalla sezione, specificare se si hanno più sezioni).

Nella verifica a stabilità globale, si è scelto di utilizzare il metodo di Fellenius.

L'insieme muro-terreno è discretizzato in n° 20 conci.

La superficie di scivolamento circolare è determinata in modo da non intersecare il profilo del muro.

Il minimo fattore di sicurezza è ricercato analizzando un insieme di possibili superfici di scivolamento circolari i cui centri sono disposti in una maglia **3x3** di **10** centimetri per lato, opportunamente disposti al di sopra della testa del muro, considerando per ogni centro **3** possibili superfici critiche.

[NOTA: se il progetto è composto da più sezioni è necessario specificare tali parametri per ogni sezione utilizzata].

Il grado di sicurezza ritenuto accettabile, sulla base delle conoscenze del progettista, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo, è fissato $F_{stab} = 1,1$.

Le verifiche strutturali sono condotte, a partire dalla sezione di incastro, ogni 25 cm in regime di presso-flessione.

Per le sezioni di tutti i muri del progetto è stato fissato si sono scelti i seguenti parametri per il progetto delle armature in fondazione e in elevazione:

- Copriferro *c*: 6 cm
- Armatura principale: $\phi 20$
- Armatura secondaria: $\phi 14$
- Armatura di ripartizione: $\phi 14$

Per i muri con fondazioni su pali viene eseguita la sola verifica di stabilità interna ovvero la verifica strutturale della mensola e della fondazione. MuroSos restituisce i valori delle forze scaricate sulla testa dei pali sotto forma di sforzo normale N, taglio T e momento ribaltante M da utilizzare per dimensionare i pali stessi.

7. RISULTATI ANALISI

7.1 Sollecitazioni

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

Cdc 01 : gruppo EQU

z	σ_i	S_i	B_i
0	1.7013	0.0000	0.0000
10	2.4877	0.2095	1.2469
20	3.2741	0.4975	1.1895
30	4.0605	0.8643	1.1295
40	4.8469	1.3096	1.0680
50	5.6333	1.8337	1.0053
60	6.4197	2.4363	0.9419
70	7.2061	3.1176	0.8779
80	7.9925	3.8775	0.8135
90	8.7789	4.7161	0.7487
100	9.5653	5.6333	0.6837
110	10.3517	6.6292	0.6184
120	11.1381	7.7036	0.5530
130	11.9245	8.8568	0.4874

Spinta = 8.8568 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.49 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

z	σ_i	S_i	B_i	T_i	M_i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30	1.6227	0.0081	1.0033	0.0077	0.0077
40	2.4091	0.2097	0.9489	0.2034	0.1931
50	3.1955	0.4899	0.8910	0.4757	0.4238
60	3.9819	0.8488	0.8306	0.8243	0.6847
70	4.7683	1.2863	0.7687	1.2494	0.9603
80	5.5547	1.8024	0.7057	1.7508	1.2355
90	6.3411	2.3972	0.6420	2.3287	1.4949
100	7.1275	3.0707	0.5777	2.9831	1.7232
110	7.9139	3.8227	0.5131	3.7138	1.9053
120	8.7003	4.6534	0.4481	4.5210	2.0257
130	9.4867	5.5628	0.3829	5.4046	2.0692

Spinta = 5.56 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.68 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.38 m

Taglio sollecitante = 5.40 kN/m

Momento sollecitante = 2.07 kNm/m

**CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione
recinzione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00 D 18	CL	SE0100001	A	58 di 90

Cdc 02 : gruppo EQU

z	σ_i	S _i	B _i
0	2.3967	0.0000	0.0000
10	3.1831	0.2790	1.2477
20	3.9695	0.6366	1.1918
30	4.7559	1.0729	1.1335
40	5.5423	1.5878	1.0736
50	6.3287	2.1814	1.0124
60	7.1151	2.8536	0.9504
70	7.9015	3.6044	0.8876
80	8.6879	4.4339	0.8243
90	9.4743	5.3420	0.7606
100	10.2607	6.3287	0.6965
110	11.0471	7.3941	0.6320
120	11.8335	8.5382	0.5674
130	12.6199	9.7608	0.5025

Spinta = 9.7608 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.50 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30	2.3181	0.0116	1.0033	0.0109	0.0110
40	3.1045	0.2827	0.9499	0.2743	0.2606
50	3.8909	0.6325	0.8936	0.6141	0.5488
60	4.6773	1.0609	0.8350	1.0303	0.8603
70	5.4637	1.5680	0.7748	1.5230	1.1799
80	6.2501	2.1536	0.7133	2.0920	1.4922
90	7.0365	2.8180	0.6510	2.7375	1.7820
100	7.8229	3.5609	0.5880	3.4594	2.0340
110	8.6093	4.3825	0.5245	4.2578	2.2329
120	9.3957	5.2828	0.4606	5.1325	2.3635
130	10.1821	6.2617	0.3963	6.0837	2.4104

Spinta = 6.26 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.70 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.40 m

Taglio sollecitante = 6.08 kN/m

Momento sollecitante = 2.41 kNm/m

Cdc 03 : gruppo EQU

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.5368	0.0000	0.0000
10	1.2684	0.0903	1.2432
20	2.0000	0.2537	1.1808
30	2.7317	0.4903	1.1164
40	3.4633	0.8000	1.0512
50	4.1949	1.1829	0.9856
60	4.9266	1.6390	0.9197
70	5.6582	2.1682	0.8536
80	6.3898	2.7706	0.7873
90	7.1215	3.4462	0.7210
100	7.8531	4.1949	0.6547
110	8.5847	5.0168	0.5882
120	9.3163	5.9119	0.5218
130	10.0480	6.8801	0.4553

Spinta = 6.8801 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.7316	0.0366	1.2333	0.0354	0.0437
20	1.4633	0.1463	1.1667	0.1420	0.1657
30	2.6585	0.3316	1.0993	0.3218	0.3538
40	3.3901	0.6340	1.0271	0.6156	0.6323
50	4.1218	1.0096	0.9606	0.9805	0.9419
60	4.8534	1.4583	0.8954	1.4165	1.2683
70	5.5850	1.9803	0.8304	1.9236	1.5973
80	6.3167	2.5753	0.7654	2.5018	1.9147
90	7.0483	3.2436	0.7002	3.1511	2.2063
100	7.7799	3.9850	0.6349	3.8715	2.4578
110	8.5116	4.7996	0.5695	4.6631	2.6551
120	9.2432	5.6873	0.5039	5.5257	2.7838
130	9.9748	6.6482	0.4382	6.4594	2.8299

Spinta = 6.65 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.74 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.44 m

Taglio sollecitante = 6.46 kN/m

Momento sollecitante = 2.83 kNm/m

Cdc 04 : gruppo EQU

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.5373	0.0000	0.0000
10	1.2736	0.0905	1.2432
20	2.0099	0.2547	1.1807
30	2.7462	0.4925	1.1164
40	3.4825	0.8039	1.0512
50	4.2188	1.1890	0.9855
60	4.9551	1.6477	0.9196
70	5.6914	2.1800	0.8535
80	6.4277	2.7860	0.7872
90	7.1640	3.4656	0.7209
100	7.9003	4.2188	0.6546
110	8.6366	5.0456	0.5881
120	9.3729	5.9461	0.5217
130	10.1092	6.9202	0.4552

Spinta = 6.9202 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.7363	0.0368	1.2333	0.0357	0.0440
20	1.4726	0.1473	1.1667	0.1429	0.1667
30	2.6725	0.3337	1.0993	0.3239	0.3561
40	3.4088	0.6377	1.0272	0.6193	0.6361
50	4.1451	1.0154	0.9607	0.9862	0.9474
60	4.8814	1.4668	0.8954	1.4247	1.2757
70	5.6178	1.9917	0.8304	1.9348	1.6066
80	6.3541	2.5903	0.7654	2.5164	1.9259
90	7.0904	3.2625	0.7002	3.1695	2.2192
100	7.8267	4.0084	0.6349	3.8943	2.4722
110	8.5630	4.8279	0.5694	4.6905	2.6706
120	9.2993	5.7210	0.5039	5.5583	2.8002
130	10.0356	6.6877	0.4382	6.4977	2.8465

Spinta = 6.69 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.74 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.44 m

Taglio sollecitante = 6.50 kN/m

Momento sollecitante = 2.85 kNm/m

Cdc 05 : gruppo EQU

z	σ_i	Si	Bi
0	0.5363	0.0000	0.0000
10	1.2633	0.0900	1.2433
20	1.9902	0.2527	1.1808
30	2.7172	0.4880	1.1165
40	3.4442	0.7961	1.0513
50	4.1711	1.1769	0.9857
60	4.8981	1.6303	0.9197
70	5.6250	2.1565	0.8536
80	6.3520	2.7553	0.7874
90	7.0789	3.4269	0.7211
100	7.8059	4.1711	0.6548
110	8.5329	4.9881	0.5883
120	9.2598	5.8777	0.5219
130	9.9868	6.8400	0.4554

Spinta = 6.8400 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

z	σ_i	Si	Bi	Ti	Mi
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.7270	0.0363	1.2333	0.0352	0.0434
20	1.4539	0.1454	1.1667	0.1411	0.1646
30	2.6445	0.3294	1.0993	0.3198	0.3516
40	3.3715	0.6302	1.0271	0.6120	0.6286
50	4.0984	1.0037	0.9606	0.9749	0.9364
60	4.8254	1.4499	0.8954	1.4084	1.2609
70	5.5523	1.9688	0.8304	1.9125	1.5880
80	6.2793	2.5604	0.7654	2.4873	1.9036
90	7.0063	3.2247	0.7002	3.1328	2.1934
100	7.7332	3.9616	0.6349	3.8489	2.4434
110	8.4602	4.7713	0.5695	4.6356	2.6395
120	9.1871	5.6537	0.5039	5.4930	2.7675
130	9.9141	6.6087	0.4382	6.4210	2.8133

Spinta = 6.61 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.74 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.44 m

Taglio sollecitante = 6.42 kN/m

Momento sollecitante = 2.81 kNm/m

Cdc 06 : gruppo A1+M1+R3

z	σ_i	S _i	B _i
0	1.6990	0.0000	0.0000
10	2.4624	0.2081	1.2469
20	3.2259	0.4925	1.1897
30	3.9893	0.8532	1.1299
40	4.7527	1.2904	1.0684
50	5.5162	1.8038	1.0059
60	6.2796	2.3936	0.9426
70	7.0430	3.0597	0.8787
80	7.8065	3.8022	0.8143
90	8.5699	4.6210	0.7496
100	9.3333	5.5162	0.6847
110	10.0968	6.4877	0.6195
120	10.8602	7.5355	0.5541
130	11.6236	8.6597	0.4886

Spinta = 8.6597 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.49 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30	1.6227	0.0081	1.0033	0.0077	0.0077
40	2.3861	0.2086	0.9490	0.2023	0.1920
50	3.1495	0.4853	0.8912	0.4712	0.4200
60	3.9130	0.8385	0.8310	0.8143	0.6766
70	4.6764	1.2679	0.7692	1.2315	0.9472
80	5.4398	1.7737	0.7063	1.7230	1.2169
90	6.2033	2.3559	0.6427	2.2886	1.4708
100	6.9667	3.0144	0.5786	2.9284	1.6941
110	7.7301	3.7492	0.5140	3.6424	1.8719
120	8.4936	4.5604	0.4491	4.4306	1.9895
130	9.2570	5.4479	0.3840	5.2930	2.0320

Spinta = 5.45 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.68 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.38 m

Taglio sollecitante = 5.29 kN/m

Momento sollecitante = 2.03 kNm/m

Cdc 07 : gruppo A1+M1+R3

z	σ_i	S _i	B _i
0	2.3945	0.0000	0.0000
10	3.1579	0.2776	1.2477
20	3.9213	0.6316	1.1919
30	4.6847	1.0619	1.1338
40	5.4482	1.5685	1.0740
50	6.2116	2.1515	1.0130
60	6.9750	2.8108	0.9511
70	7.7385	3.5465	0.8885
80	8.5019	4.3585	0.8253
90	9.2653	5.2469	0.7616
100	10.0288	6.2116	0.6976
110	10.7922	7.2527	0.6332
120	11.5556	8.3700	0.5687
130	12.3190	9.5638	0.5039

Spinta = 9.5638 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.50 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30	2.3181	0.0116	1.0033	0.0109	0.0110
40	3.0815	0.2816	0.9499	0.2732	0.2595
50	3.8450	0.6279	0.8938	0.6097	0.5449
60	4.6084	1.0506	0.8353	1.0203	0.8523
70	5.3718	1.5496	0.7752	1.5051	1.1668
80	6.1353	2.1249	0.7140	2.0642	1.4736
90	6.8987	2.7766	0.6518	2.6974	1.7579
100	7.6621	3.5047	0.5889	3.4048	2.0049
110	8.4256	4.3091	0.5255	4.1864	2.1996
120	9.1890	5.1898	0.4616	5.0422	2.3273
130	9.9524	6.1469	0.3975	5.9721	2.3732

Spinta = 6.15 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.70 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.40 m

Taglio sollecitante = 5.97 kN/m

Momento sollecitante = 2.37 kNm/m

Cdc 8 : gruppo A1+M1+R3

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.5238	0.0000	0.0000
10	1.1261	0.0825	1.2439
20	1.7283	0.2252	1.1822
30	2.3306	0.4282	1.1184
40	2.9328	0.6913	1.0535
50	3.5350	1.0147	0.9882
60	4.1373	1.3983	0.9225
70	4.7395	1.8422	0.8566
80	5.3418	2.3462	0.7905
90	5.9440	2.9105	0.7243
100	6.5462	3.5350	0.6580
110	7.1485	4.2198	0.5917
120	7.7507	4.9647	0.5253
130	8.3529	5.7699	0.4589

Spinta = 5.7699 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.6022	0.0301	1.2333	0.0292	0.0360
20	1.2045	0.1204	1.1667	0.1169	0.1364
30	2.2703	0.2733	1.0992	0.2653	0.2916
40	2.8726	0.5305	1.0259	0.5151	0.5285
50	3.4748	0.8478	0.9595	0.8234	0.7901
60	4.0771	1.2254	0.8945	1.1903	1.0647
70	4.6793	1.6633	0.8299	1.6157	1.3407
80	5.2815	2.1613	0.7651	2.0996	1.6064
90	5.8838	2.7196	0.7003	2.6420	1.8499
100	6.4860	3.3380	0.6352	3.2430	2.0598
110	7.0882	4.0168	0.5700	3.9025	2.2241
120	7.6905	4.7557	0.5046	4.6205	2.3313
130	8.2927	5.5549	0.4391	5.3971	2.3696

Spinta = 5.55 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.74 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.44 m

Taglio sollecitante = 5.40 kN/m

Momento sollecitante = 2.37 kNm/m

Cdc 9 : gruppo A1+M1+R3

z	σ_i	S_i	B_i
0	0.5242	0.0000	0.0000
10	1.1303	0.0827	1.2439
20	1.7364	0.2261	1.1821
30	2.3425	0.4300	1.1183
40	2.9486	0.6946	1.0535
50	3.5547	1.0197	0.9881
60	4.1608	1.4055	0.9224
70	4.7669	1.8519	0.8565
80	5.3730	2.3589	0.7904
90	5.9791	2.9265	0.7242
100	6.5852	3.5547	0.6579
110	7.1913	4.2435	0.5916
120	7.7974	4.9930	0.5252
130	8.4034	5.8030	0.4588

Spinta = 5.8030 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S_i	B_i	T_i	M_i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.6061	0.0303	1.2333	0.0294	0.0362
20	1.2122	0.1212	1.1667	0.1176	0.1372
30	2.2819	0.2751	1.0992	0.2670	0.2935
40	2.8880	0.5336	1.0260	0.5181	0.5316
50	3.4941	0.8527	0.9595	0.8281	0.7946
60	4.1002	1.2324	0.8946	1.1970	1.0708
70	4.7063	1.6727	0.8299	1.6249	1.3484
80	5.3124	2.1736	0.7651	2.1116	1.6155
90	5.9185	2.7352	0.7003	2.6572	1.8606
100	6.5246	3.3573	0.6352	3.2617	2.0716
110	7.1307	4.0401	0.5700	3.9252	2.2370
120	7.7367	4.7835	0.5046	4.6475	2.3448
130	8.3428	5.5874	0.4391	5.4287	2.3834

Spinta = 5.59 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.74 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.44 m

Taglio sollecitante = 5.43 kN/m

Momento sollecitante = 2.38 kNm/m

Cdc 10 : gruppo A1+M1+R3

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.5235	0.0000	0.0000
10	1.1218	0.0823	1.2439
20	1.7202	0.2244	1.1822
30	2.3186	0.4263	1.1184
40	2.9170	0.6881	1.0536
50	3.5154	1.0097	0.9883
60	4.1138	1.3912	0.9226
70	4.7122	1.8325	0.8567
80	5.3105	2.3336	0.7906
90	5.9089	2.8946	0.7244
100	6.5073	3.5154	0.6582
110	7.1057	4.1960	0.5918
120	7.7041	4.9365	0.5254
130	8.3025	5.7369	0.4590

Spinta = 5.7369 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.5984	0.0299	1.2333	0.0290	0.0358
20	1.1968	0.1197	1.1667	0.1161	0.1355
30	2.2588	0.2716	1.0992	0.2636	0.2898
40	2.8572	0.5274	1.0259	0.5121	0.5254
50	3.4556	0.8430	0.9594	0.8188	0.7855
60	4.0539	1.2185	0.8945	1.1836	1.0586
70	4.6523	1.6538	0.8298	1.6065	1.3331
80	5.2507	2.1490	0.7651	2.0876	1.5972
90	5.8491	2.7040	0.7003	2.6269	1.8393
100	6.4475	3.3188	0.6352	3.2243	2.0479
110	7.0459	3.9934	0.5700	3.8799	2.2113
120	7.6443	4.7280	0.5047	4.5936	2.3179
130	8.2426	5.5223	0.4392	5.3654	2.3559

Spinta = 5.52 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.74 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.44 m

Taglio sollecitante = 5.37 kN/m

Momento sollecitante = 2.36 kNm/m

Cdc 11 : gruppo SLE_rara

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.7727	0.0000	0.0000
10	1.3600	0.1066	1.2454
20	1.9472	0.2720	1.1856
30	2.5345	0.4961	1.1234
40	3.1217	0.7789	1.0598
50	3.7090	1.1204	0.9954
60	4.2962	1.5207	0.9305
70	4.8835	1.9797	0.8652
80	5.4707	2.4974	0.7997
90	6.0580	3.0738	0.7339
100	6.6452	3.7090	0.6681
110	7.2325	4.4029	0.6021
120	7.8198	5.1555	0.5360
130	8.4070	5.9668	0.4698

Spinta = 5.9668 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.47 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30	0.7727	0.0039	1.0033	0.0036	0.0037
40	1.3600	0.1105	0.9474	0.1072	0.1016
50	1.9472	0.2759	0.8873	0.2678	0.2376
60	2.5345	0.4999	0.8248	0.4855	0.4004
70	3.1217	0.7827	0.7610	0.7602	0.5785
80	3.7090	1.1243	0.6965	1.0921	0.7605
90	4.2962	1.5245	0.6314	1.4810	0.9350
100	4.8835	1.9835	0.5661	1.9269	1.0906
110	5.4707	2.5012	0.5004	2.4299	1.2159
120	6.0580	3.0777	0.4347	2.9900	1.2994
130	6.6452	3.7128	0.3687	3.6072	1.3298

Spinta = 3.71 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.67 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.37 m

Taglio sollecitante = 3.61 kN/m

Momento sollecitante = 1.33 kNm/m

Cdc 12 : gruppo SLE_rara

z	σ_i	S _i	B _i
0	1.0818	0.0000	0.0000
10	1.6690	0.1375	1.2464
20	2.2563	0.3338	1.1883
30	2.8435	0.5888	1.1276
40	3.4308	0.9025	1.0653
50	4.0181	1.2750	1.0020
60	4.6053	1.7061	0.9380
70	5.1926	2.1960	0.8736
80	5.7798	2.7446	0.8087
90	6.3671	3.3520	0.7436
100	6.9543	4.0181	0.6782
110	7.5416	4.7429	0.6127
120	8.1288	5.5264	0.5470
130	8.7161	6.3686	0.4812

Spinta = 6.3686 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.48 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30	1.0818	0.0054	1.0033	0.0051	0.0051
40	1.6690	0.1430	0.9486	0.1387	0.1316
50	2.2563	0.3392	0.8901	0.3293	0.2931
60	2.8435	0.5942	0.8292	0.5771	0.4785
70	3.4308	0.9079	0.7667	0.8818	0.6761
80	4.0181	1.2804	0.7033	1.2437	0.8746
90	4.6053	1.7115	0.6392	1.6626	1.0627
100	5.1926	2.2014	0.5746	2.1386	1.2288
110	5.7798	2.7500	0.5097	2.6717	1.3615
120	6.3671	3.3574	0.4445	3.2618	1.4496
130	6.9543	4.0235	0.3790	3.9090	1.4814

Spinta = 4.02 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.68 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.38 m

Taglio sollecitante = 3.91 kN/m

Momento sollecitante = 1.48 kNm/m

Cdc 13 : gruppo SLE_rara

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.4642	0.0000	0.0000
10	1.0576	0.0761	1.2435
20	1.6510	0.2115	1.1813
30	2.2444	0.4063	1.1171
40	2.8378	0.6604	1.0521
50	3.4311	0.9738	0.9865
60	4.0245	1.3466	0.9207
70	4.6179	1.7788	0.8546
80	5.2113	2.2702	0.7885
90	5.8047	2.8210	0.7222
100	6.3981	3.4311	0.6559
110	6.9914	4.1006	0.5895
120	7.5848	4.8294	0.5231
130	8.1782	5.6176	0.4566

Spinta = 5.6176 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.5934	0.0297	1.2333	0.0287	0.0355
20	1.1868	0.1187	1.1667	0.1152	0.1344
30	2.2438	0.2693	1.0992	0.2614	0.2874
40	2.8371	0.5234	1.0258	0.5082	0.5213
50	3.4305	0.8368	0.9594	0.8127	0.7797
60	4.0239	1.2095	0.8944	1.1748	1.0508
70	4.6173	1.6416	0.8298	1.5946	1.3231
80	5.2107	2.1330	0.7651	2.0721	1.5853
90	5.8041	2.6837	0.7003	2.6072	1.8256
100	6.3974	3.2938	0.6352	3.2000	2.0325
110	6.9908	3.9632	0.5700	3.8504	2.1946
120	7.5842	4.6919	0.5047	4.5586	2.3004
130	8.1776	5.4800	0.4392	5.3244	2.3381

Spinta = 5.48 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.74 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.44 m

Taglio sollecitante = 5.32 kN/m

Momento sollecitante = 2.34 kNm/m

Cdc 14 : gruppo SLE_rara

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.4644	0.0000	0.0000
10	1.0593	0.0762	1.2435
20	1.6542	0.2119	1.1813
30	2.2492	0.4070	1.1171
40	2.8441	0.6617	1.0520
50	3.4390	0.9759	0.9865
60	4.0339	1.3495	0.9206
70	4.6289	1.7826	0.8546
80	5.2238	2.2753	0.7884
90	5.8187	2.8274	0.7222
100	6.4136	3.4390	0.6558
110	7.0086	4.1101	0.5895
120	7.6035	4.8407	0.5230
130	8.1984	5.6308	0.4566

Spinta = 5.6308 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.5949	0.0297	1.2333	0.0288	0.0356
20	1.1899	0.1190	1.1667	0.1155	0.1347
30	2.2484	0.2700	1.0992	0.2621	0.2881
40	2.8433	0.5246	1.0258	0.5094	0.5226
50	3.4382	0.8387	0.9594	0.8146	0.7815
60	4.0332	1.2123	0.8945	1.1775	1.0532
70	4.6281	1.6453	0.8298	1.5983	1.3262
80	5.2230	2.1379	0.7651	2.0769	1.5889
90	5.8179	2.6899	0.7003	2.6133	1.8298
100	6.4129	3.3015	0.6352	3.2075	2.0373
110	7.0078	3.9725	0.5700	3.8595	2.1998
120	7.6027	4.7030	0.5047	4.5694	2.3058
130	8.1976	5.4931	0.4392	5.3370	2.3436

Spinta = 5.49 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.74 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.44 m

Taglio sollecitante = 5.34 kN/m

Momento sollecitante = 2.34 kNm/m

Cdc 15 : gruppo SLE_rara

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.4641	0.0000	0.0000
10	1.0559	0.0760	1.2435
20	1.6478	0.2112	1.1813
30	2.2396	0.4056	1.1172
40	2.8314	0.6591	1.0521
50	3.4233	0.9718	0.9866
60	4.0151	1.3438	0.9207
70	4.6070	1.7749	0.8547
80	5.1988	2.2651	0.7885
90	5.7906	2.8146	0.7223
100	6.3825	3.4233	0.6559
110	6.9743	4.0911	0.5895
120	7.5661	4.8181	0.5231
130	8.1580	5.6043	0.4567

Spinta = 5.6043 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.5918	0.0296	1.2333	0.0287	0.0354
20	1.1837	0.1184	1.1667	0.1149	0.1340
30	2.2391	0.2686	1.0992	0.2608	0.2866
40	2.8310	0.5222	1.0258	0.5070	0.5201
50	3.4228	0.8348	0.9594	0.8108	0.7778
60	4.0147	1.2067	0.8944	1.1721	1.0483
70	4.6065	1.6378	0.8298	1.5909	1.3201
80	5.1983	2.1280	0.7651	2.0673	1.5816
90	5.7902	2.6774	0.7003	2.6011	1.8213
100	6.3820	3.2860	0.6352	3.1925	2.0278
110	6.9739	3.9538	0.5700	3.8414	2.1895
120	7.5657	4.6808	0.5047	4.5478	2.2950
130	8.1575	5.4670	0.4392	5.3117	2.3327

Spinta = 5.47 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.74 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.44 m

Taglio sollecitante = 5.31 kN/m

Momento sollecitante = 2.33 kNm/m

Cdc 16 : gruppo SLE_freq

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.4636	0.0000	0.0000
10	1.0509	0.0757	1.2435
20	1.6381	0.2102	1.1814
30	2.2254	0.4034	1.1172
40	2.8126	0.6553	1.0522
50	3.3999	0.9659	0.9867
60	3.9871	1.3352	0.9208
70	4.5744	1.7633	0.8548
80	5.1617	2.2501	0.7886
90	5.7489	2.7956	0.7224
100	6.3362	3.3999	0.6561
110	6.9234	4.0629	0.5897
120	7.5107	4.7846	0.5233
130	8.0979	5.5650	0.4568

Spinta = 5.5650 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30	0.4636	0.0023	1.0033	0.0022	0.0022
40	1.0509	0.0780	0.9453	0.0757	0.0716
50	1.6381	0.2125	0.8827	0.2063	0.1821
60	2.2254	0.4057	0.8183	0.3939	0.3223
70	2.8126	0.6576	0.7531	0.6386	0.4809
80	3.3999	0.9682	0.6874	0.9404	0.6464
90	3.9871	1.3375	0.6215	1.2993	0.8074
100	4.5744	1.7656	0.5554	1.7152	0.9525
110	5.1617	2.2524	0.4892	2.1882	1.0703
120	5.7489	2.7980	0.4229	2.7183	1.1493
130	6.3362	3.4022	0.3565	3.3054	1.1782

Spinta = 3.40 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.66 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.36 m

Taglio sollecitante = 3.31 kN/m

Momento sollecitante = 1.18 kNm/m

**CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione
recinzione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00 D 18	CL	SE0100001	A	73 di 90

Cdc 17 : gruppo SLE_freq

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.7727	0.0000	0.0000
10	1.3600	0.1066	1.2454
20	1.9472	0.2720	1.1856
30	2.5345	0.4961	1.1234
40	3.1217	0.7789	1.0598
50	3.7090	1.1204	0.9954
60	4.2962	1.5207	0.9305
70	4.8835	1.9797	0.8652
80	5.4707	2.4974	0.7997
90	6.0580	3.0738	0.7339
100	6.6452	3.7090	0.6681
110	7.2325	4.4029	0.6021
120	7.8198	5.1555	0.5360
130	8.4070	5.9668	0.4698

Spinta = 5.9668 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.47 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30	0.7727	0.0039	1.0033	0.0036	0.0037
40	1.3600	0.1105	0.9474	0.1072	0.1016
50	1.9472	0.2759	0.8873	0.2678	0.2376
60	2.5345	0.4999	0.8248	0.4855	0.4004
70	3.1217	0.7827	0.7610	0.7602	0.5785
80	3.7090	1.1243	0.6965	1.0921	0.7605
90	4.2962	1.5245	0.6314	1.4810	0.9350
100	4.8835	1.9835	0.5661	1.9269	1.0906
110	5.4707	2.5012	0.5004	2.4299	1.2159
120	6.0580	3.0777	0.4347	2.9900	1.2994
130	6.6452	3.7128	0.3687	3.6072	1.3298

Spinta = 3.71 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.67 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.37 m

Taglio sollecitante = 3.61 kN/m

Momento sollecitante = 1.33 kNm/m

**CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione
recinzione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00 D 18	CL	SE0100001	A	74 di 90

Cdc 18 : gruppo SLE_freq

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.4642	0.0000	0.0000
10	1.0576	0.0761	1.2435
20	1.6510	0.2115	1.1813
30	2.2444	0.4063	1.1171
40	2.8378	0.6604	1.0521
50	3.4311	0.9738	0.9865
60	4.0245	1.3466	0.9207
70	4.6179	1.7788	0.8546
80	5.2113	2.2702	0.7885
90	5.8047	2.8210	0.7222
100	6.3981	3.4311	0.6559
110	6.9914	4.1006	0.5895
120	7.5848	4.8294	0.5231
130	8.1782	5.6176	0.4566

Spinta = 5.6176 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.5934	0.0297	1.2333	0.0287	0.0355
20	1.1868	0.1187	1.1667	0.1152	0.1344
30	2.2438	0.2693	1.0992	0.2614	0.2874
40	2.8371	0.5234	1.0258	0.5082	0.5213
50	3.4305	0.8368	0.9594	0.8127	0.7797
60	4.0239	1.2095	0.8944	1.1748	1.0508
70	4.6173	1.6416	0.8298	1.5946	1.3231
80	5.2107	2.1330	0.7651	2.0721	1.5853
90	5.8041	2.6837	0.7003	2.6072	1.8256
100	6.3974	3.2938	0.6352	3.2000	2.0325
110	6.9908	3.9632	0.5700	3.8504	2.1946
120	7.5842	4.6919	0.5047	4.5586	2.3004
130	8.1776	5.4800	0.4392	5.3244	2.3381

Spinta = 5.48 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.74 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.44 m

Taglio sollecitante = 5.32 kN/m

Momento sollecitante = 2.34 kNm/m

**CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione
recinzione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00 D 18	CL	SE0100001	A	75 di 90

Cdc 19 : gruppo SLE_freq

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.4644	0.0000	0.0000
10	1.0593	0.0762	1.2435
20	1.6542	0.2119	1.1813
30	2.2492	0.4070	1.1171
40	2.8441	0.6617	1.0520
50	3.4390	0.9759	0.9865
60	4.0339	1.3495	0.9206
70	4.6289	1.7826	0.8546
80	5.2238	2.2753	0.7884
90	5.8187	2.8274	0.7222
100	6.4136	3.4390	0.6558
110	7.0086	4.1101	0.5895
120	7.6035	4.8407	0.5230
130	8.1984	5.6308	0.4566

Spinta = 5.6308 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.5949	0.0297	1.2333	0.0288	0.0356
20	1.1899	0.1190	1.1667	0.1155	0.1347
30	2.2484	0.2700	1.0992	0.2621	0.2881
40	2.8433	0.5246	1.0258	0.5094	0.5226
50	3.4382	0.8387	0.9594	0.8146	0.7815
60	4.0332	1.2123	0.8945	1.1775	1.0532
70	4.6281	1.6453	0.8298	1.5983	1.3262
80	5.2230	2.1379	0.7651	2.0769	1.5889
90	5.8179	2.6899	0.7003	2.6133	1.8298
100	6.4129	3.3015	0.6352	3.2075	2.0373
110	7.0078	3.9725	0.5700	3.8595	2.1998
120	7.6027	4.7030	0.5047	4.5694	2.3058
130	8.1976	5.4931	0.4392	5.3370	2.3436

Spinta = 5.49 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.74 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.44 m

Taglio sollecitante = 5.34 kN/m

Momento sollecitante = 2.34 kNm/m

**CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione
recinzione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00 D 18	CL	SE0100001	A	76 di 90

Cdc 20 : gruppo SLE_freq

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.4641	0.0000	0.0000
10	1.0559	0.0760	1.2435
20	1.6478	0.2112	1.1813
30	2.2396	0.4056	1.1172
40	2.8314	0.6591	1.0521
50	3.4233	0.9718	0.9866
60	4.0151	1.3438	0.9207
70	4.6070	1.7749	0.8547
80	5.1988	2.2651	0.7885
90	5.7906	2.8146	0.7223
100	6.3825	3.4233	0.6559
110	6.9743	4.0911	0.5895
120	7.5661	4.8181	0.5231
130	8.1580	5.6043	0.4567

Spinta = 5.6043 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.5918	0.0296	1.2333	0.0287	0.0354
20	1.1837	0.1184	1.1667	0.1149	0.1340
30	2.2391	0.2686	1.0992	0.2608	0.2866
40	2.8310	0.5222	1.0258	0.5070	0.5201
50	3.4228	0.8348	0.9594	0.8108	0.7778
60	4.0147	1.2067	0.8944	1.1721	1.0483
70	4.6065	1.6378	0.8298	1.5909	1.3201
80	5.1983	2.1280	0.7651	2.0673	1.5816
90	5.7902	2.6774	0.7003	2.6011	1.8213
100	6.3820	3.2860	0.6352	3.1925	2.0278
110	6.9739	3.9538	0.5700	3.8414	2.1895
120	7.5657	4.6808	0.5047	4.5478	2.2950
130	8.1575	5.4670	0.4392	5.3117	2.3327

Spinta = 5.47 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.74 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.44 m

Taglio sollecitante = 5.31 kN/m

Momento sollecitante = 2.33 kNm/m

Cdc 21 : gruppo SLE_QuasiPerm

z	σ_i	S_i	B_i
0	0.4636	0.0000	0.0000
10	1.0509	0.0757	1.2435
20	1.6381	0.2102	1.1814
30	2.2254	0.4034	1.1172
40	2.8126	0.6553	1.0522
50	3.3999	0.9659	0.9867
60	3.9871	1.3352	0.9208
70	4.5744	1.7633	0.8548
80	5.1617	2.2501	0.7886
90	5.7489	2.7956	0.7224
100	6.3362	3.3999	0.6561
110	6.9234	4.0629	0.5897
120	7.5107	4.7846	0.5233
130	8.0979	5.5650	0.4568

Spinta = 5.5650 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S_i	B_i	T_i	M_i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30	0.4636	0.0023	1.0033	0.0022	0.0022
40	1.0509	0.0780	0.9453	0.0757	0.0716
50	1.6381	0.2125	0.8827	0.2063	0.1821
60	2.2254	0.4057	0.8183	0.3939	0.3223
70	2.8126	0.6576	0.7531	0.6386	0.4809
80	3.3999	0.9682	0.6874	0.9404	0.6464
90	3.9871	1.3375	0.6215	1.2993	0.8074
100	4.5744	1.7656	0.5554	1.7152	0.9525
110	5.1617	2.2524	0.4892	2.1882	1.0703
120	5.7489	2.7980	0.4229	2.7183	1.1493
130	6.3362	3.4022	0.3565	3.3054	1.1782

Spinta = 3.40 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.66 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.36 m

Taglio sollecitante = 3.31 kN/m

Momento sollecitante = 1.18 kNm/m

**CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione
recinzione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00 D 18	CL	SE0100001	A	78 di 90

Cdc 22 : gruppo SLE_QuasiPerm

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.4636	0.0000	0.0000
10	1.0509	0.0757	1.2435
20	1.6381	0.2102	1.1814
30	2.2254	0.4034	1.1172
40	2.8126	0.6553	1.0522
50	3.3999	0.9659	0.9867
60	3.9871	1.3352	0.9208
70	4.5744	1.7633	0.8548
80	5.1617	2.2501	0.7886
90	5.7489	2.7956	0.7224
100	6.3362	3.3999	0.6561
110	6.9234	4.0629	0.5897
120	7.5107	4.7846	0.5233
130	8.0979	5.5650	0.4568

Spinta = 5.5650 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30	0.4636	0.0023	1.0033	0.0022	0.0022
40	1.0509	0.0780	0.9453	0.0757	0.0716
50	1.6381	0.2125	0.8827	0.2063	0.1821
60	2.2254	0.4057	0.8183	0.3939	0.3223
70	2.8126	0.6576	0.7531	0.6386	0.4809
80	3.3999	0.9682	0.6874	0.9404	0.6464
90	3.9871	1.3375	0.6215	1.2993	0.8074
100	4.5744	1.7656	0.5554	1.7152	0.9525
110	5.1617	2.2524	0.4892	2.1882	1.0703
120	5.7489	2.7980	0.4229	2.7183	1.1493
130	6.3362	3.4022	0.3565	3.3054	1.1782

Spinta = 3.40 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.66 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.36 m

Taglio sollecitante = 3.31 kN/m

Momento sollecitante = 1.18 kNm/m

Cdc 23 : gruppo SLE_QuasiPerm

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.4636	0.0000	0.0000
10	1.0509	0.0757	1.2435
20	1.6381	0.2102	1.1814
30	2.2254	0.4034	1.1172
40	2.8126	0.6553	1.0522
50	3.3999	0.9659	0.9867
60	3.9871	1.3352	0.9208
70	4.5744	1.7633	0.8548
80	5.1617	2.2501	0.7886
90	5.7489	2.7956	0.7224
100	6.3362	3.3999	0.6561
110	6.9234	4.0629	0.5897
120	7.5107	4.7846	0.5233
130	8.0979	5.5650	0.4568

Spinta = 5.5650 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30	0.4636	0.0023	1.0033	0.0022	0.0022
40	1.0509	0.0780	0.9453	0.0757	0.0716
50	1.6381	0.2125	0.8827	0.2063	0.1821
60	2.2254	0.4057	0.8183	0.3939	0.3223
70	2.8126	0.6576	0.7531	0.6386	0.4809
80	3.3999	0.9682	0.6874	0.9404	0.6464
90	3.9871	1.3375	0.6215	1.2993	0.8074
100	4.5744	1.7656	0.5554	1.7152	0.9525
110	5.1617	2.2524	0.4892	2.1882	1.0703
120	5.7489	2.7980	0.4229	2.7183	1.1493
130	6.3362	3.4022	0.3565	3.3054	1.1782

Spinta = 3.40 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.66 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.36 m

Taglio sollecitante = 3.31 kN/m

Momento sollecitante = 1.18 kNm/m

**CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione
recinzione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00 D 18	CL	SE0100001	A	80 di 90

Cdc 24 : gruppo SLE_QuasiPerm

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.4642	0.0000	0.0000
10	1.0576	0.0761	1.2435
20	1.6510	0.2115	1.1813
30	2.2444	0.4063	1.1171
40	2.8378	0.6604	1.0521
50	3.4311	0.9738	0.9865
60	4.0245	1.3466	0.9207
70	4.6179	1.7788	0.8546
80	5.2113	2.2702	0.7885
90	5.8047	2.8210	0.7222
100	6.3981	3.4311	0.6559
110	6.9914	4.1006	0.5895
120	7.5848	4.8294	0.5231
130	8.1782	5.6176	0.4566

Spinta = 5.6176 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.5934	0.0297	1.2333	0.0287	0.0355
20	1.1868	0.1187	1.1667	0.1152	0.1344
30	2.2438	0.2693	1.0992	0.2614	0.2874
40	2.8371	0.5234	1.0258	0.5082	0.5213
50	3.4305	0.8368	0.9594	0.8127	0.7797
60	4.0239	1.2095	0.8944	1.1748	1.0508
70	4.6173	1.6416	0.8298	1.5946	1.3231
80	5.2107	2.1330	0.7651	2.0721	1.5853
90	5.8041	2.6837	0.7003	2.6072	1.8256
100	6.3974	3.2938	0.6352	3.2000	2.0325
110	6.9908	3.9632	0.5700	3.8504	2.1946
120	7.5842	4.6919	0.5047	4.5586	2.3004
130	8.1776	5.4800	0.4392	5.3244	2.3381

Spinta = 5.48 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.74 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.44 m

Taglio sollecitante = 5.32 kN/m

Momento sollecitante = 2.34 kNm/m

Cdc 25 : gruppo SLE_QuasiPerm

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.4644	0.0000	0.0000
10	1.0593	0.0762	1.2435
20	1.6542	0.2119	1.1813
30	2.2492	0.4070	1.1171
40	2.8441	0.6617	1.0520
50	3.4390	0.9759	0.9865
60	4.0339	1.3495	0.9206
70	4.6289	1.7826	0.8546
80	5.2238	2.2753	0.7884
90	5.8187	2.8274	0.7222
100	6.4136	3.4390	0.6558
110	7.0086	4.1101	0.5895
120	7.6035	4.8407	0.5230
130	8.1984	5.6308	0.4566

Spinta = 5.6308 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.5949	0.0297	1.2333	0.0288	0.0356
20	1.1899	0.1190	1.1667	0.1155	0.1347
30	2.2484	0.2700	1.0992	0.2621	0.2881
40	2.8433	0.5246	1.0258	0.5094	0.5226
50	3.4382	0.8387	0.9594	0.8146	0.7815
60	4.0332	1.2123	0.8945	1.1775	1.0532
70	4.6281	1.6453	0.8298	1.5983	1.3262
80	5.2230	2.1379	0.7651	2.0769	1.5889
90	5.8179	2.6899	0.7003	2.6133	1.8298
100	6.4129	3.3015	0.6352	3.2075	2.0373
110	7.0078	3.9725	0.5700	3.8595	2.1998
120	7.6027	4.7030	0.5047	4.5694	2.3058
130	8.1976	5.4931	0.4392	5.3370	2.3436

Spinta = 5.49 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.74 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.44 m

Taglio sollecitante = 5.34 kN/m

Momento sollecitante = 2.34 kNm/m

**CTE BRINDISI - Relazione di calcolo fondazione
recinzione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00 D 18	CL	SE0100001	A	82 di 90

Cdc 26 : gruppo SLE_QuasiPerm

z	σ_i	S _i	B _i
0	0.4641	0.0000	0.0000
10	1.0559	0.0760	1.2435
20	1.6478	0.2112	1.1813
30	2.2396	0.4056	1.1172
40	2.8314	0.6591	1.0521
50	3.4233	0.9718	0.9866
60	4.0151	1.3438	0.9207
70	4.6070	1.7749	0.8547
80	5.1988	2.2651	0.7885
90	5.7906	2.8146	0.7223
100	6.3825	3.4233	0.6559
110	6.9743	4.0911	0.5895
120	7.5661	4.8181	0.5231
130	8.1580	5.6043	0.4567

Spinta = 5.6043 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.46 m

Sezione di spinta interna

Altezza sezione di spinta = 1.30 m

LEGENDA

z = profondità (cm)

σ_i = pressione (kN/m²)

S_i = spinta parziale alla profondità corrente (kN/m)

B_i = quota, rispetto all'origine, del punto di applicazione della spinta parziale alla profondità corrente (m)

T_i = taglio parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kN/m)

M_i = momento parziale alla profondità corrente rispetto al piede della fondazione (kNm/m)

z	σ_i	S _i	B _i	T _i	M _i
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.5918	0.0296	1.2333	0.0287	0.0354
20	1.1837	0.1184	1.1667	0.1149	0.1340
30	2.2391	0.2686	1.0992	0.2608	0.2866
40	2.8310	0.5222	1.0258	0.5070	0.5201
50	3.4228	0.8348	0.9594	0.8108	0.7778
60	4.0147	1.2067	0.8944	1.1721	1.0483
70	4.6065	1.6378	0.8298	1.5909	1.3201
80	5.1983	2.1280	0.7651	2.0673	1.5816
90	5.7902	2.6774	0.7003	2.6011	1.8213
100	6.3820	3.2860	0.6352	3.1925	2.0278
110	6.9739	3.9538	0.5700	3.8414	2.1895
120	7.5657	4.6808	0.5047	4.5478	2.2950
130	8.1575	5.4670	0.4392	5.3117	2.3327

Spinta = 5.47 kN/m

Quota della spinta rispetto all'origine = 0.74 m

Quota della spinta rispetto alla base della mensola = 0.44 m

Taglio sollecitante = 5.31 kN/m

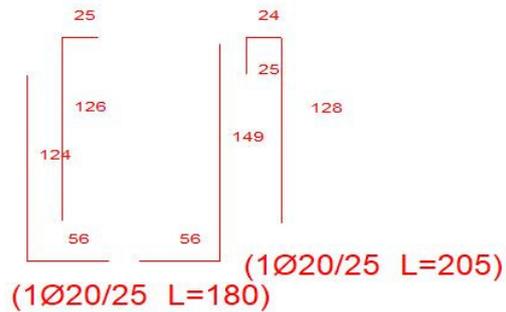
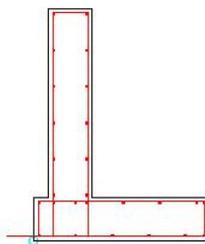
Momento sollecitante = 2.33 kNm/m

7.2 Verifiche strutturali

L'armatura dell'opera di sostegno viene riportata nella figura sottostante.

Armatura di ripartizione $\varnothing 14/25$)

($1\varnothing 20/25$ L=151) ($1\varnothing 20/25$ L=177)



25 ($1\varnothing 20/25$ L=188)



($1\varnothing 20/25$ L=162)

I valori seguenti sono relativi alle sezioni d'incastro delle tre mensole che costituiscono la sezione.

Momenti in kNm (per metro di sezione);

Tagli in kN (per metro di sezione).

Sollecitazioni -

N°	Gruppo	M _{mens. elev.}	T _{mens. elev.}	p _{max}	p _{min}	B _{rag.}	M _{mens. monte}	T _{mens. monte}	M _{mens. valle}	T _{mens. valle}
6	A1+M1+R3	2.03	5.29	60.01	0	117.23	-4.55	-5.93	0.33	6.49
7	A1+M1+R3	2.37	5.97	57.27	1.85	120	-3.95	-4.94	0.32	6.34
8	A1+M1+R3	2.37	5.4	40.99	16.04	120	-1.57	-1.72	0.24	5.55
9	A1+M1+R3	2.38	5.43	41.22	16.18	120	-1.57	-1.71	0.24	5.58
10	A1+M1+R3	2.36	5.37	40.77	15.89	120	-1.57	-1.72	0.24	5.51
11	SLE _{ara}	1.33	3.61	45.77	11.36	120	-2.4	-2.93	0.26	5.75
12	SLE _{ara}	1.48	3.91	43.56	13.79	120	-1.95	-2.23	0.25	5.67
13	SLE _{ara}	2.34	5.32	40.06	16.89	120	-1.43	-1.51	0.23	5.5
14	SLE _{ara}	2.34	5.34	40.15	16.95	120	-1.43	-1.51	0.24	5.52
15	SLE _{ara}	2.33	5.31	39.96	16.83	120	-1.43	-1.51	0.23	5.49
16	SLE _{req}	1.18	3.31	41.01	15.9	120	-1.61	-1.78	0.24	5.54
17	SLE _{req}	1.33	3.61	40.31	16.83	120	-1.43	-1.48	0.24	5.52
18	SLE _{req}	2.34	5.32	40.06	16.89	120	-1.43	-1.51	0.23	5.5
19	SLE _{req}	2.34	5.34	40.15	16.95	120	-1.43	-1.51	0.24	5.52
20	SLE _{req}	2.33	5.31	39.96	16.83	120	-1.43	-1.51	0.23	5.49
21	SLE _{quasi perm.}	1.18	3.31	39.51	17.41	120	-1.34	-1.38	0.23	5.48
22	SLE _{quasi perm.}	1.18	3.31	39.51	17.41	120	-1.34	-1.38	0.23	5.48
23	SLE _{quasi perm.}	1.18	3.31	39.51	17.41	120	-1.34	-1.38	0.23	5.48
24	SLE _{quasi perm.}	2.34	5.32	40.06	16.89	120	-1.43	-1.51	0.23	5.5
25	SLE _{quasi perm.}	2.34	5.34	40.15	16.95	120	-1.43	-1.51	0.24	5.52
26	SLE _{quasi perm.}	2.33	5.31	39.96	16.83	120	-1.43	-1.51	0.23	5.49

Sollecitazioni di progetto

Mensola	M _{soll.}	T _{soll.}	M _{q.perm}	M _{freq}	M _{rara}
elevazione	7.46	6.99	2.34	2.34	3.32
fond. monte	-4.55	-5.93	-1.43	-1.61	-2.4
fond. valle	0.33	6.49	0.24	0.24	0.26

Materiali

I materiali impiegati per il dimensionamento dell'opera sono i seguenti:

- Calcestruzzo : C20/25

Caratteristica meccanica	Simbolo	Valore	Unità di misura
Resistenza cubica caratteristica del materiale	R_{ck}	25.00	N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica del materiale	f_{ck}	20.00	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza allo SLU del materiale	γ_c	1.5	
Modulo elastico normale	E	29961.95	N/mm ²
Peso Specifico		25	kN/m ³

- Acciaio: B450C

Caratteristica meccanica	Simbolo	Valore	Unità di misura
Resistenza cilindrica caratteristica del materiale	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza allo SLU del materiale	γ_s	1.15	
Modulo elastico normale	E	206000.00	N/mm ²

Parametri per i ferri utilizzati

Diametro ferri longitudinali armatura principale = $\varnothing 20$

Diametro ferri longitudinali armatura secondaria (per eventuali monconi) = $\varnothing 14$

Compriferro = 4 cm

Dimensionamento

Il dimensionamento è stato eseguito su un lunghezza unitaria (1 metro) di sezione dell'opera di sostegno allo SLU e SLV.

La distinta delle armature è riportata nell' immagine precedente e per la sezione corrente i ferri sono : $\varnothing 20 / ($
passo elev.) 25 cm (passo fond.) 25 cm

Azioni resistenti - Fondazione

Momento massimo (kNm)	(monte) -4.55	(valle) 0.33
Taglio massimo (kN)	(monte) -5.93	(valle) 6.49
Momento di inerzia della sezione reagente (cm ⁴)	(monte) 225000	(valle) 225000
Momento resistente (kNm)	(monte) 115.06	(valle) 115.06
Taglio resistente CLS (kN)	(monte) 124.75	(valle) 124.75

Azioni resistenti - Elevazione

Momento massimo (kNm)	7.46
Taglio massimo (kN)	6.99
Momento di inerzia della sezione reagente (cm ⁴)	225000
Momento resistente (kNm)	115.06
Taglio resistente CLS (kN)	124.75

Verifiche SLE

Combinazione Quasi Permanente

Ampiezza limite fessure	0.3 mm
Ampiezza effettiva - Mensola Elevazione	0.09 mm
Ampiezza effettiva - Mensola Fond. Monte	0.09 mm
Ampiezza effettiva - Mensola Fond. Valle	0.09 mm

Combinazione Frequente

Ampiezza limite fessure	0.4 mm
Ampiezza effettiva - Mensola Elevazione	0.09 mm
Ampiezza effettiva - Mensola Fond. Monte	0.09 mm
Ampiezza effettiva - Mensola Fond. Valle	0.09 mm

Tensioni

Calcestruzzo

Tensione limite - Combinazione Rara	12.00 MPa
Tensione effettiva - Mensola Elevazione	0.33 MPa
Tensione effettiva - Mensola Fond. Monte	0.24 MPa
Tensione effettiva - Mensola Fond. Valle	0.24 MPa

Tensione limite - Combinazione Quasi Perm.	9.00 MPa
Tensione effettiva - Mensola Elevazione	0.23 MPa
Tensione effettiva - Mensola Fond. Monte	0.14 MPa
Tensione effettiva - Mensola Fond. Valle	0.14 MPa

Acciaio

Tensione limite	360.00 MPa
Tensione effettiva - Mensola Elevazione	3.70 MPa
Tensione effettiva - Mensola Fond. Monte	2.67 MPa
Tensione effettiva - Mensola Fond. Valle	0.29 MPa

7.3 Verifiche geotecniche

NÂ° CdC
Gruppo
S
H_{spinta}
F_{ribalt.}
F_{scorr.}
F_{q_lim.}
F_{schiac.}
Δ
Δ_{fond}

Numero della CdC;
Gruppo (e tipologia) della combinazione di carico;
Valore della spinta relativa alla combinazione di carico;
Posizione della spinta rispetto al punto più basso della sezione di spinta;
Rapporto di sicurezza - Ribaltamento;
Rapporto di sicurezza - Scorrimento;
Rapporto di sicurezza - Carico limite;
Rapporto di sicurezza - Stabilità globale;
Spostamento in testa al muro;
Cedimento in fondazione;

i fattori di sicurezza sono da intendersi come rapporto tra sollecitazione di progetto e resistenza di progetto, perciò rappresentano una misura della riserva di resistenza a disposizione.

Verifiche

N° CdC	Gruppo	S	H _{spinta}	F _{ribalt.}	F _{scorr.}	F _{q_lim.}	F _{stab.}	Δ	Δ _{fond}	Note
		[kN/m]	[cm]					[mm]	[mm]	
01	EQU	8.86	48.7	2.45	-	-	-	-	-	
02	EQU	9.76	50.2	2.66	-	-	-	-	-	
03	EQU	6.88	45.5	6.26	-	-	-	-	-	
04	EQU	6.92	45.5	6.27	-	-	-	-	-	
05	EQU	6.84	45.5	6.25	-	-	-	-	-	
06	A1+M1+R3	8.66	48.9	-	1.21	1.75	3.33	-	-	
07	A1+M1+R3	9.56	50.4	-	1.17	1.80	3.33	-	-	
08	A1+M1+R3	5.77	45.9	-	1.86	1.86	3.28	-	-	
09	A1+M1+R3	5.80	45.9	-	1.86	1.85	3.28	-	-	
10	SLE_rara	5.74	45.9	-	1.86	1.87	3.41	-	-	
11	SLE_rara	5.97	47.0	-	-	-	-	1.29	1.29	
12	SLE_rara	5.97	47.0	-	-	-	-	1.19	1.24	
13	SLE_rara	6.37	48.1	-	-	-	-	1.09	1.20	
14	SLE_rara	5.62	45.7	-	-	-	-	0.83	1.08	
15	SLE_freq	5.63	45.7	-	-	-	-	0.83	1.08	
16	SLE_freq	5.57	45.7	-	-	-	-	0.91	1.11	
17	SLE_freq	5.57	45.7	-	-	-	-	0.86	1.09	
18	SLE_freq	5.97	47.0	-	-	-	-	0.84	1.08	
19	SLE_QuasiPerm	5.62	45.7	-	-	-	-	0.83	1.08	
20	SLE_QuasiPerm	5.63	45.7	-	-	-	-	0.83	1.08	
21	SLE_QuasiPerm	5.60	45.7	-	-	-	-	0.83	1.07	
22	SLE_QuasiPerm	5.57	45.7	-	-	-	-	0.79	1.06	
23	SLE_QuasiPerm	5.57	45.7	-	-	-	-	0.79	1.06	
24	SLE_QuasiPerm	5.62	45.7	-	-	-	-	0.83	1.08	
25	SLE_QuasiPerm	5.63	45.7	-	-	-	-	0.83	1.08	
26	SLE_QuasiPerm	5.60	45.7	-	-	-	-	0.83	1.07	

RIBALTAMENTO

Gruppo	S	S _H	S _V	Wd _{muro}	Wd _{terr}	Fwd _{muro}	Fwd _{terr}	M _{rib}	M _{stab}	F _{ribalt.}
1 -EQU	8.86	8.52 (0.49)	1.07 (1.20)	16.88 (0.42)	13.68 (0.80)	0.00 (0.57)	0.00 (0.80)	7.88	19.28	2.45
2 -EQU	9.76	9.39 (0.50)	1.32 (1.20)	16.88 (0.42)	13.68 (0.80)	0.00 (0.57)	0.00 (0.80)	7.36	19.58	2.66
3 -EQU	6.88	6.62 (0.46)	0.53 (1.20)	18.75 (0.42)	15.20 (0.80)	0.23 (0.57)	0.19 (0.80)	3.3	20.63	6.26
4 -EQU	6.92	6.65 (0.46)	0.54 (1.20)	18.87 (0.42)	15.29 (0.80)	0.23 (0.57)	0.19 (0.80)	3.31	20.77	6.27
5 -EQU	6.84	6.58 (0.46)	0.52 (1.20)	18.63 (0.42)	15.11 (0.80)	0.23 (0.57)	0.19 (0.80)	3.28	20.49	6.25

(i valori tra parentesi indicano i bracci delle azioni, in metri, rispetto al piede di fondazione)

Simboli

S = spinta (kN/m)

S_H = componente orizzontale spinta (kN/m)

S_V = componente verticale spinta (kN/m)

Wd_{muro} = peso della sezione in cls (kN/m)

Wd_{terr} = peso del terreno di riempimento a monte (kN/m)

Fwd_{muro} = azione dinamica del peso cls (kN/m)

Fwd_{terr} = azione dinamica del peso terreno (kN/m)

M_{rib} = momento ribaltante (kNm/m)

M_{stab} = momento stabilizzante (kNm/m)

F_{ribalt.} = fattore di sicurezza a ribaltamento

SCORRIMENTO

Gruppo	S	N	H	c _a	δ _t	α	F _{resist.}	F _{sping.}	F _{scorr.}
6 - A1+M1+R3	8.66	35.17	9.3	0	19.33	0	11.22	9.3	1.21
7 - A1+M1+R3	9.56	35.47	9.7	0	19.33	0	11.31	9.7	1.17
8 - A1+M1+R3	5.77	34.22	5.87	0	19.33	0	10.91	5.87	1.86
9 - A1+M1+R3	5.8	34.44	5.9	0	19.33	0	10.98	5.9	1.86
10 - A1+M1+R3	5.74	33.99	5.84	0	19.33	0	10.84	5.84	1.86

Simboli

S = spinta (kN/m)

N = forza agente sulla fondazione in direzione verticale (kN/m)

H = forza agente sulla fondazione in direzione orizzontale (kN/m)

c_a = adesione fondazione-terreno (kN/m²)

δ_t = angolo di attrito fondazione-terreno (°)

α = inclinazione del piano di scorrimento (°)

F_{resist.} = resistenza allo scorrimento (kN/m)

F_{sping.} = azione destabilizzante (kN/m)

F_{scorr.} = fattore di sicurezza a scorrimento

8. RIEPILOGO ARMATURE ED INCIDENZA

Calcestruzzo: 0.75 mc

Acciaio - Ferri long.(diam. 20) 42.52 ml

Acciaio - Ferri ripart.(diam. 14) 25.00 ml

Acciaio - peso spec. 7.80 kg/dm³

Acciaio - peso tot. 134.21 kg

Incidenza: 179 kg/mc