



REGIONE FRIULI VENEZIA GIULIA
PROVINCIA DI PORDENONE
COMUNE DI SAN GIORGIO DELLA RICHINVELDA



MESSA IN SICUREZZA DI VIABILITA' COMUNALE: VIA SAN
GIOVANNI E VIA PINETA
CUP E15F21003230002

PROGETTO ESECUTIVO

COMMITTENTE

Comune di San Giorgio della Richinvelda
via Richinvelda, 15
33095 – San Giorgio della Richinvelda (PN)

PROGETTISTI

dott. ing. Ilaria Cimarosti

TITOLO

RELAZIONE TECNICA STRUTTURALE comprensiva di Relazione sui materiali,
Relazione sulla modellazione sismica, Relazioni di calcolo e geotecnica sulle fondazioni e
Dichiarazione di non necessità delle indagini di tipo geologico

DATA		INC	REV
03/07/2025		RA846A	0
REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO
0	03/07/2025	Prima emissione	M.Ganzini

SOMMARIO

PREMESSA	4
1. INTRODUZIONE ED INQUADRAMENTO	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
RELAZIONE SUI MATERIALI	5
1. PREMESSA	5
2. OPERE IN CEMENTO ARMATO	5
2.1. Calcestruzzo di nuova realizzazione	5
2.1.1. Calcestruzzo per magrone	5
2.1.2. Calcestruzzo per le opere in c.a.	5
2.2. Acciaio per cemento armato	6
2.2.1. Armature	6
2.2.2. Reti elettrosaldate	6
3. MALTE	6
3.1. Malta cementizia premiscelata espansiva	6
4. RESINA EPOSSIDICA	7
RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA	8
1. PARAMETRI GENERALI	8
2. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	8
3. ZONA SISMICA	8
4. AZIONE SISMICA	9
RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI	10
1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO STRUTTURALE	10
2. TIPOLOGIA DI INTERVENTO	11
2.1. Classificazione secondo NTC2018	11
3. CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALI	11
3.1. Calcestruzzo	11
3.2. Barre di armatura	11
3.3. Acciaio strutturale	11
3.4. Viteria	12
4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO	12
4.1. Caratteristiche geologiche del terreno	12
4.2. Posizione della falda	12
4.3. Liquefazione	12
5. CARICHI DI PROGETTO	13
5.1. Pesi specifici	13
5.2. Carichi variabile	13
5.3. Neve	13
5.4. Vento	13
5.4.1. Pressione di picco	13
5.5. Sisma	14
5.6. Combinazioni di carico	14

5.6.1.	Coefficienti di combinazione	15
5.6.2.	Coefficienti parziali per le azioni e per l'effetto delle azioni	15
5.6.3.	Coefficiente parziali di sicurezza SLU Tab.6.5.I	15
5.6.4.	Coefficiente parziali di sicurezza SLV Tab.7.11.III	15
6.	RICHIAMI TEORICI	16
6.1.	Spinta delle terre	16
6.2.	Teoria di Coulomb	16
6.3.	Comportamento sismico di opere di sostegno delle terre	17
6.4.	Normativa muri di sostegno	19
7.	PROCEDIMENTI DI ANALISI E DI VERIFICA	20
7.1.	Modelli di calcolo	20
7.2.	Metodi di analisi	20
7.3.	Procedimenti di verifica	20
8.	VERIFICHE STRUTTURALI	21
8.1.	Muri di sostegno ciclabile	21
8.1.1.	Caratteristiche generali	21
8.1.2.	Caratteristiche geometriche del muro e azioni agenti	23
8.1.3.	Verifiche strutturali del muro	24
8.1.4.	Verifiche geotecniche	24
8.1.5.	Verifica di stabilità globale	29
8.1.6.	Riepilogo dei risultati	30
8.2.	Muri di sostegno terminale	30
8.2.1.	Caratteristiche generali	30
8.2.2.	Caratteristiche geometriche del muro e azioni agenti	32
8.2.3.	Verifiche strutturali del muro	33
8.2.4.	Verifiche geotecniche	33
8.2.5.	Verifica di stabilità globale	38
8.2.6.	Riepilogo dei risultati	38
8.3.	Parapetto su muro terminale	39
8.3.1.	Montante	39
8.3.2.	Piastra di base	40
9.	GIUDIZIO MOTIVATO	45

PREMESSA

1. INTRODUZIONE ED INQUADRAMENTO

Il presente progetto prevede la realizzazione di un muro di sostegno sul dislivello tra piano ciclabile e terreno inferiore, sul lato Est di via San Giovanni. L'opera risulta parte del progetto definitivo-esecutivo di "MESSA IN SICUREZZA DI VIABILITA' COMUNALE: VIA SAN GIOVANNI E VIA PINETA - CUP E15F21003230002" nel comune di San Giorgio della Richinvelda (PN).

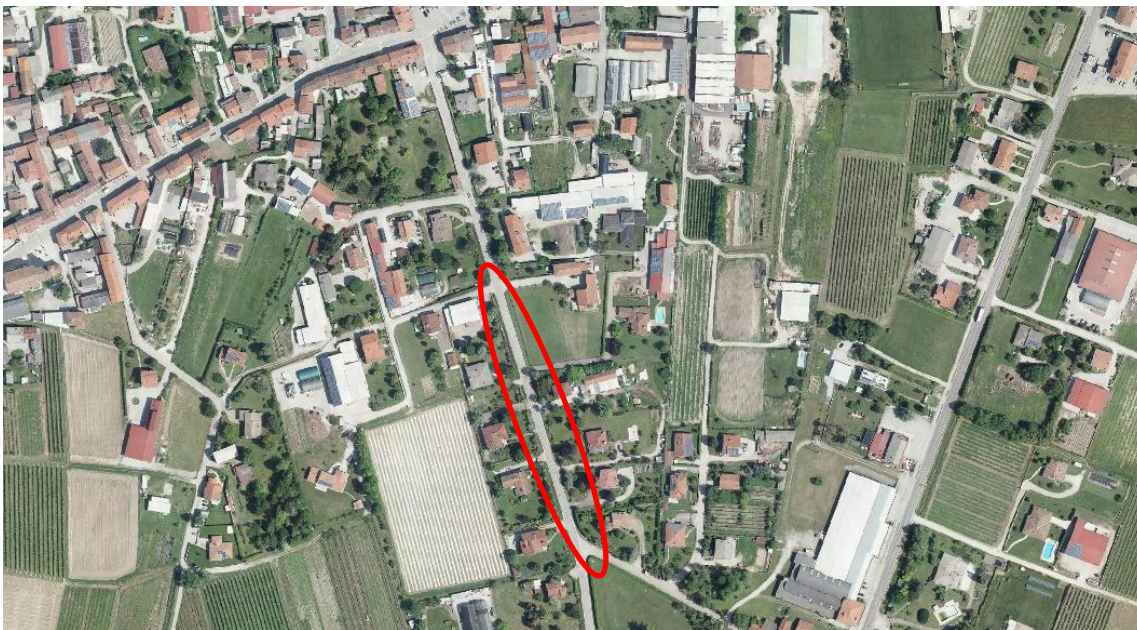


Figura 1: Ortofoto con indicazione dell'area oggetto d'intervento

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le opere in progetto sono state progettate in conformità con le seguenti leggi e normative:

- D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 - Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia
- L. 5 Novembre 1971 n. 1086 – “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” (e relativi riferimenti tecnici);
- Circolare 21.01.2019 n.7 – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17.01.2018”;
- EN 1992-1-1:2005 – “Progettazione delle strutture in calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- EN 1998-1:2005 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- EN 1997-1:2005 – “Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali”;
- CNR-DT 207/2008 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni;
- CNR-DT 206-R1/2018 – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture in legno.

RELAZIONE SUI MATERIALI

1. PREMESSA

A norma dell'art. 4 della Legge 5/11/71 n°1086 e succ.ve modifiche, la presente relazione prescrive le seguenti disposizioni riguardanti le caratteristiche dei materiali, la loro confezione e il loro impiego nell'esecuzione delle strutture delle suddette opere.

2. OPERE IN CEMENTO ARMATO

2.1. Calcestruzzo di nuova realizzazione

Le opere in calcestruzzo preconfezionato o gettato in opera devono essere realizzate in conformità alle seguenti norme e documenti tecnici:

- D.M. 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» cap. 4 e 11;
- Circolare alle "NTC" del 21 gennaio 2019 n°7;
- Linee Guida per il calcestruzzo strutturale;
- UNI-EN 206-1: "Calcestruzzo";
- UNI-EN 12620: "Aggregati e filler";
- UNI 197/1: "Cementi";
- UNI EN 1008: "Acqua di impasto".

Gli inerti devono provenire da impianti di estrazione e lavaggio autorizzati e saranno ottenuti da rocce non gelive o friabili.

L'acqua utilizzata per l'impasto deve essere limpida e priva d'impurità, di solfati o gesso e non deve giungere da zone di ristagno all'aperto.

Il cemento è di tipo Portland.

La distribuzione granulometrica degli inerti, il cemento e la consistenza dell'impasto, devono essere adeguati alla particolare destinazione del getto, ed al procedimento di posa in opera del conglomerato.

2.1.1. Calcestruzzo per magrone

descrizione	Calcestruzzo destinato alla realizzazione del piano di appoggio delle fondazioni (privo di armature)		
classe	C12/15		
resistenza caratteristica a rottura cubica	R_{ck}	15	N/mm ²
resistenza caratteristica a rottura cilindrica	f_{ck}	12	N/mm ²
classe di esposizione	XC0		

2.1.2. Calcestruzzo per le opere in c.a.

descrizione	Calcestruzzo destinato alla realizzazione di fondazioni e muri di sostegno che in servizio sono esposte all'azione della pioggia in zone a clima temperato		
classe	C32/40		
resistenza caratteristica a rottura cubica	R_{ck}	40	N/mm ²
resistenza caratteristica a rottura cilindrica	f_{ck}	32	N/mm ²
classe di esposizione	XC2/XC4		
classe di consistenza	S4/S5		
rapporto A/C massimo	0.50		
dosaggio minimo cemento		340	kg/m ³

copriferro minimo	35mm (per getti controterra 70mm)		
peso specifico	ρ	24	kN/m ³

2.2. Acciaio per cemento armato

L'acciaio dolce da carpenteria rispetta le prescrizioni fornite dalle seguenti normative e documentazioni tecniche:

- D.M. 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» cap. 4 e 11;
- Circolare alle "NTC" del 21 gennaio 2019 n°7;
- UNI EN 10080: "Acciaio d'armatura per calcestruzzo".

2.2.1. Armature

tipologia	B450C		
tensione nominale di rottura	$f_{t,nom}$	540	N/mm ²
tensione nominale di snervamento	$f_{y,nom}$	450	N/mm ²
tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	$\geq f_{t,nom}$	
tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq f_{y,nom}$	
modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
allungamento	$(A_{gt})_k$	7,5%	
peso specifico	ρ	78	kN/m ³

2.2.2. Reti elettrosaldate

tipologia	B450A		
tensione nominale di rottura	$f_{t,nom}$	540	N/mm ²
tensione nominale di snervamento	$f_{y,nom}$	450	N/mm ²
tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	$\geq f_{t,nom}$	
tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq f_{y,nom}$	
modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
allungamento	$(A_{gt})_k$	7,5%	
peso specifico	ρ	78	kN/m ³

3. MALTE

Le malte devono essere realizzate in conformità alle seguenti norme e documenti tecnici:

- D.M. 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» cap. 4 e 11;
- Circolare alle "NTC" del 21 gennaio 2019 n°7;
- UNI EN 998: "Malte per opere murarie";
- UNI EN 13139: "Aggregati per malta";
- UNI EN 1008: "Acqua di impasto";
- UNI EN 1504: "Prodotti e sistemi di riparazione strutturali".

3.1. Malta cementizia premiscelata espansiva

Classe di resistenza a compressione	R4		
resistenza caratteristica a compressione a 28gg	$R_{ck} \geq$	45	N/mm ²
Modulo elastico di compressione	$E_c \geq$	20	GPa
tipo	EMACO S55		

4. RESINA EPOSSIDICA

Le resine devono essere certificate ETA C2.

RESINA EPOSSIDICA tipo FIS EM Plus.

Udine, luglio 2025

il progettista strutturale e direttore lavori
dott. ing. Ilaria Cimarosti

RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA

1. PARAMETRI GENERALI

Parametri generali

provincia	Pordenone
comune	San Giorgio alla Richinvelda, 33095
località	Rauscedo
indirizzo	Via Giovanni
latitudine	46.03498
longitudine	12.83105
quota altimetrica [m]	83
categoria topografica	T1
categoria di sottosuolo	B
zona sismica	2
accelerazione sismica di riferimento [g]	0.203

2. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Vita nominale e classe d'uso

tipo di costruzione	Costruzione con livelli di prestazione ordinarie
vita nominale (VN) [anni]	50
classe d'uso	II
coefficiente d'uso	1.00
periodo di riferimento ($V_R = V_N C_U$) [anni]	50

3. ZONA SISMICA

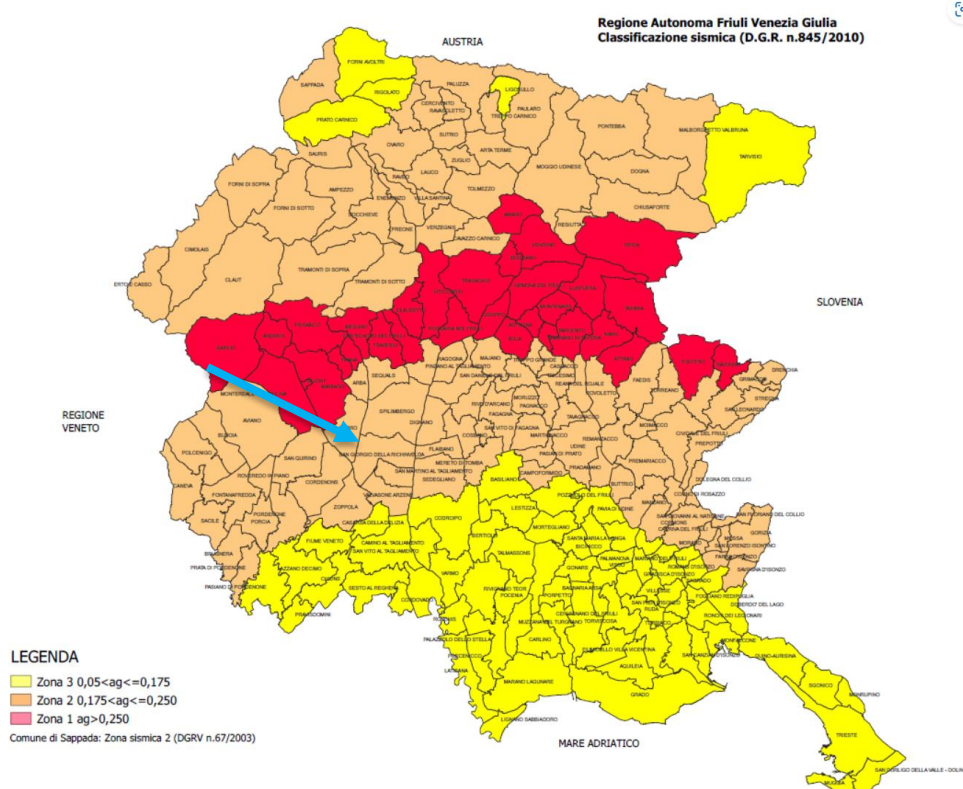


Figura 2: Zonizzazione sismica Friuli Venezia Giulia.

4. AZIONE SISMICA

Azione sismica

stato limite considerato		SLO	SLD	SLV	SLC	
probabilità di superamento		81%	63%	10%	5%	
tempo di ritorno	T_r	30	50	475	975	[anni]
acc. max oriz. su suolo rigido	a_g	0.056	0.073	0.203	0.269	[g]
coefficiente di amplificazione dinamica	F_o	2.463	2.449	2.446	2.481	
periodo inizio tratto velocità cost.	T_c^*	0.241	0.265	0.333	0.348	[s]
parametri locali	S_S	1.200	1.200	1.200	1.133	
	C_C	1.462	1.434	1.370	1.359	
periodi notevoli	T_B	0.117	0.127	0.152	0.157	[s]
	T_C	0.352	0.381	0.457	0.472	[s]
	T_D	1.823	1.892	2.411	2.678	[s]
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_T	1.000	1.000	1.000	1.000	
accelerazione massima attesa	$a_{MAX} = S_S S_T a_g$	0.067	0.087	0.243	0.305	[g]

Udine, luglio 2025

il progettista strutturale e direttore lavori
dott. ing. Ilaria Cimarosti

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO STRUTTURALE

Il presente progetto prevede la realizzazione di un muro di sostegno del dislivello tra il nuovo piano ciclabile in progetto ed il terreno esistente a quota inferiore, sul lato Est di via San Giovanni nel comune di San Giorgio alla Richinvelda (PN) in sostituzione di una recinzione esistente.

Il muro di sostegno in c.a. lungo lo sviluppo della ciclabile è composto da 2 tratti di lunghezza rispettivamente di 24, 7 e 32.4 m inframezzati da un passo carrabile esistente. Il muro in pianta segue l'andamento rettilineo della strada. La sezione trasversale risulta costituita da una fondazione con sviluppo esclusivamente a monte di sezione 100x30cm entro la proprietà comunale, paramento verticale di altezza 155cm e spessore 25cm in sostituzione del muretto di cinta in blocchi esistente. Il dislivello tra monte e valle è pari a 80cm. Il paramento si sviluppa per un'altezza di 60cm al di sopra del dislivello monte-valle. In sommità al muro di sostegno si prevede la realizzazione di una recinzione. Per un tratto di lunghezza 8 metri circa il muro sarà ribassato per la realizzazione di un nuovo accesso carrabile, in tale sezione il riempimento a monte e valle avrà lo stesso livello perché sul lato della proprietà privata dovrà essere realizzata un terrapieno con rampa per il raggiungimento della quota della strada.

Un ulteriore tratto di muro di sostegno viene realizzato in corrispondenza della fine della ciclabile pertanto ortogonale ad essa e con parapetto sommitale. Il muro di lunghezza 2.5m ha sezione trasversale costituita da una fondazione di sezione 1.55x30cm con sbordo di valle pari a 25cm, paramento verticale di altezza 1.60 cm e spessore 30cm. Il dislivello tra monte e valle è pari a 100cm. Il paramento si sviluppa per un'altezza di 10cm al di sopra del dislivello monte-valle. Il parapetto viene realizzato con profilo tubolare Ø60.3x5mm e costituito da 3 montanti per una lunghezza di 2.00m.

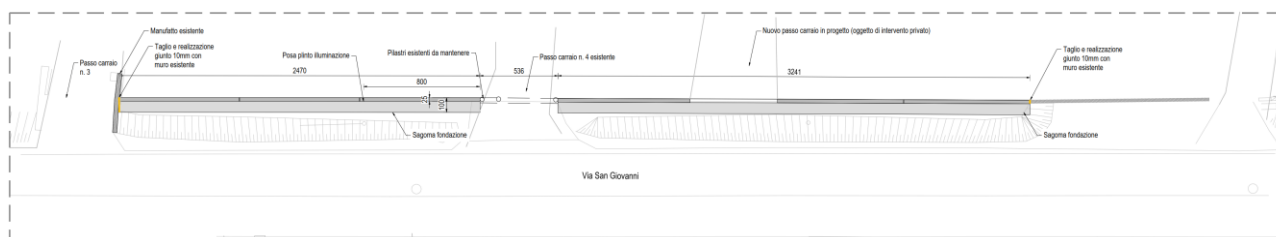


Figura 3: Sviluppo in pianta muro di sostegno.

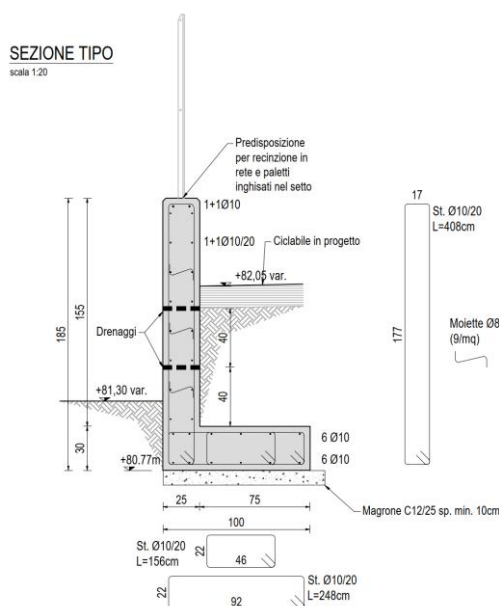


Figura 4: Sezione muro pista ciclabile.

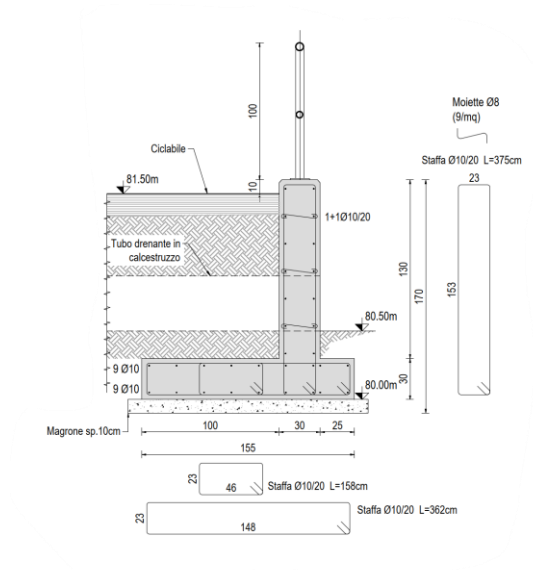


Figura 5: Sezione muro terminale e parapetto metallico.

2. TIPOLOGIA DI INTERVENTO

2.1. Classificazione secondo NTC2018

L'intervento è classificabile come **Nuova costruzione** secondo le NTC18.

3. CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALI

3.1. Calcestruzzo

Strutture in c.a.

tipo di calcestruzzo						C32/40		
peso di volume						ρ_k	2400	kg/m ³
caratteristiche meccaniche							N/mm ²	
R_{ck}	f_{ck}	f_{cm}	f_{cd}	f_{ctm}	f_{ctk}	f_{cd}	f_{ctd}	E_c
40.0	32.0	40.0	18.1	3.02	2.12	0.08	1.41	33346

3.2. Barre di armatura

Acciaio per c.a.

tipo di acciaio		B450C	
peso di volume	ρ_k	7800	kg/m ³
caratteristiche meccaniche		N/mm ²	
f_{yk}	f_{tk}	f_{yd}	E_s
450	540	391	210000

3.3. Acciaio strutturale

Acciaio per strutture

peso di volume				ρ_k	7800	kg/m ³
caratteristiche meccaniche				N/mm ²		
acciaio	f_{yk}	f_{tk}	f_{yd}	E_s	G_s	
S235	235	360	223	210000	80769	

3.4. Viteria

Viteria

caratteristiche meccaniche				N/mm ²
classe	f_{yk}	f_{tk}	f_{yd}	E_s
8.8	649	800	519	210001

4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

I parametri geologici vengono dedotti dalla *Relazione geologica* redatta dalla dott.sa Elena Belen.

4.1. Caratteristiche geologiche del terreno

La categoria topografia assunta è T1.

Sulla base delle risultanze delle indagini riportate sulla relazione geologica, il modello geotecnico per le opere in progetto può essere così sintetizzato:

Orizzonte litotecnico	Profondità media [m]	Peso di volume [t/m ³] dry/sat	Comportamento	Coesione [MPa]	Angolo di attrito [°]
terreno superficiale	0.6	1.90	non coesivo	$c' = 0,00$	32
terreno sostante	-	2.00	non coesivo	$c' = 0,00$	35

4.2. Posizione della falda

La falda è stata localizza ad una profondità media superiore a 15m.

4.3. Liquefazione

Sono esclusi fenomeni di liquefazione.

5. CARICHI DI PROGETTO

5.1. Pesi specifici

Pesi materiali strutturali

normativa di riferimento		NTC18, §3.1.2	
calcestruzzo ordinario	γ_C	24,0	kN/m ³
calcestruzzo armato	γ_{CA}	25,0	kN/m ³
calcestruzzo leggero	γ_{CL}	16,0	kN/m ³
malta di cemento	γ_{MC}	21,0	kN/m ³
acciaio	γ_A	78,5	kN/m ³
laterizio	γ_{LAT}	18,0	kN/m ³
legno	γ_{LE}	5,0	kN/m ³
acqua	γ_{AC}	10,0	kN/m ³

5.2. Carichi variabile

Il muro di sostegno è progettato per mantenere il dislivello tra il piano ciclabile e il terreno inferiore.

Si considera un carico a monte del muro pari a **10kN/m²**.

La spinta della folla sul parapetto è valutata pari a **1.5kN/m**.

5.3. Neve

La costruzione è realizzata a ridosso di una struttura più alta e copertura piana.

Carico neve

riferimento normativo		NTC18, §3.4 - Circolare 2019	
provincia		Pordenone	
zona di carico della neve		Zona I - Alpina	
classe di esposizione		Normale	
tipo di copertura		a terra	
quota altimetrica	a_s	0	≤200m
valore di riferimento per carico di neve al suolo	q_{sk}	1.50	kN/m ²
peso di volume della neve	γ_s	2.00	kN/m ³
angolo di inclinazione della copertura	α	0	°
coefficiente di esposizione	C_E	1.00	
coefficiente termico	C_t	1.00	
coefficiente di forma	μ_i	0.80	
carico per unità di superficie	$q_s = q_{sk} \mu_i C_E C_t$	1.20	kN/m ²

5.4. Vento

5.4.1. Pressione di picco

Determinazione carico da vento

Normativa

riferimento normativo	NTC 2018 §3.3 e Circolare 2019 CNR DT 207.2008
-----------------------	---

Dati sito

regione	Friuli Venezia Giulia (GO, PN, UD)
zona	1
area	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
classe di rugosità	C
categoria di esposizione	III
altitudine slm	a_s 83 m slm

velocità riferimento al livello del mare	$V_{b,0}$	25	m/s
altezza di riferimento	a_0	1000	m slm
coefficiente di quota	k_s	0.01	
coefficiente di altitudine	C_a	1	
velocità di riferimento	V_b	25.0	m/s
Parametri generali del vento			
densità aria	ρ	1.25	kg/m ³
pressione cinetica di riferimento	$q_r = \frac{1}{2} \rho V_b^2$	0.39	kN/m ²
	k_r	0.20	
parametri sito	Z_0	0.10	m
	Z_{min}	5.00	m
coefficiente di topografia	C_t	1.00	
coefficiente di esposizione	$C_e(Z_{min})$	1.71	
coefficiente di esposizione	$C_e(h_c)$	1.91	
coefficiente dinamico	C_d	1.00	
coefficiente d'attrito	C_f	0.02	scabra
Determinazione delle pressioni			
pressione cinetica di picco	$q_p(Z_{min}) = \frac{1}{2} \rho V_b^2 C_e(h_c)$	0.67	kN/m ²
pressione del vento	$p = q_r C_e C_p C_d$		kN/m ²
forza del vento	$F = q_p L^2 C_F$		

5.5. Sisma

Si riportano i parametri fondamentali per la determinazione dell'azione sismica.

Azione sismica

stato limite considerato		SLO	SLD	SLV	SLC	
probabilità di superamento		81%	63%	10%	5%	
tempo di ritorno	T_r	30	50	475	975	[anni]
acc. max orizz. su suolo rigido	a_g	0.056	0.073	0.203	0.269	[g]
coefficiente di amplificazione dinamica	F_o	2.463	2.449	2.446	2.481	
periodo inizio tratto velocità cost.	T_c^*	0.241	0.265	0.333	0.348	[s]
parametri locali	S_s	1.200	1.200	1.200	1.133	
	C_c	1.462	1.434	1.370	1.359	
periodi notevoli	T_B	0.117	0.127	0.152	0.157	[s]
	T_C	0.352	0.381	0.457	0.472	[s]
	T_D	1.823	1.892	2.411	2.678	[s]
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_T	1.000	1.000	1.000	1.000	
accelerazione massima attesa	$a_{MAX} = S_s S_T a_g$	0.067	0.087	0.243	0.305	[g]

5.6. Combinazioni di carico

In generale, sono state utilizzate le combinazioni di carico riportate nel seguito (NTC 2018, §2.5.3):

Combinazione fondamentale: $\gamma_{G1}G1 + \gamma_{G2}G2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \dots$

Combinazione rara (caratteristica): $G1 + G2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots$

Combinazione frequente: $G1 + G2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$

Combinazione quasi permanente: $G1 + G2 + P + \psi_{12}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$

Combinazione sismica: $E + G1 + G2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$

Combinazione eccezionale: $Ad + G1 + G2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$

5.6.1. Coefficienti di combinazione

Combinazioni

Categoria / Azioni variabili	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
categoria G	0.70	0.50	0.30

5.6.2. Coefficienti parziali per le azioni e per l'effetto delle azioni

CARICO		COEFFICIENTE	EQU	A1	A2
permanenti G1	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.3	1.0
permanenti G2	favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
variabili Q	favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3

5.6.3. Coefficiente parziali di sicurezza SLU Tab.6.5.I

Verifica	coefficiente parziale γ_R (R3)
capacità portante della fondazione	1.40
scorrimento	1.10
ribaltamento	1.15
resistenza del terreno di valle	1.40

5.6.4. Coefficiente parziali di sicurezza SLV Tab.7.11.III

Verifica	coefficiente parziale γ_R (R3)
capacità portante della fondazione	1.2
scorrimento	1.0
ribaltamento	1.0
resistenza del terreno di valle	1.2

6. RICHIAMI TEORICI

6.1. Spinta delle terre

La determinazione della spinta esercitata dal terreno contro un'opera di sostegno è un problema classico di ingegneria geotecnica che, ancora oggi, nonostante l'enorme ampliamento delle conoscenze, viene affrontato utilizzando due teorie "storiche", opportunamente modificate e integrate alla luce del principio delle tensioni efficaci: la teoria di Rankine (1857) e la teoria di Coulomb (1776). Entrambi i metodi assumono superfici di scorrimento piane, ma per effetto dell'attrito fra la parete e il terreno, le reali superfici di scorrimento sono in parte curvilinee, ed risultati che si ottengono applicando i metodi classici, specie per le condizioni di spinta passiva (resistente) sono spesso non cautelativi.

6.2. Teoria di Coulomb

Un secolo prima di Rankine, Coulomb ha suggerito, per il calcolo dei muri di sostegno, un metodo basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema, formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante il muro, e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida. Coulomb ammette che la linea di scorrimento che delimita il cuneo sia retta; egli considera un muro di sostegno delimitato verso il terrapieno della parete rettilinea AB e traccia una retta ipotetica di scorrimento BC. Suppone poi che il terreno sia incoerente ($\Phi \neq 0, c=0$), omogeneo e che la superficie non sia caricata. Il cuneo ABC è allora sottoposto all'azione di tre forze: il peso W del terreno, la reazione risultante Q delle forze di attrito lungo la linea di slittamento e la reazione R del muro sul terreno stesso.

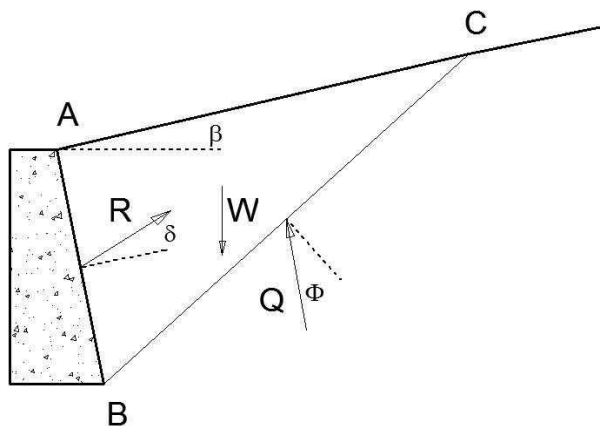


Figura 6: Schematizzazioni azioni sul muro di sostegno.

La risultante di queste tre forze deve essere nulla perché il cuneo sia in equilibrio; W è noto come pure le direzioni di R e Q (R deve fare un angolo δ con la normale al paramento e Q un angolo Φ con la normale alla linea di slittamento). Quindi è possibile determinare R.

Per ciascuna posizione della linea BC si ha un valore di R e fra tutti i valori di R vi è un massimo P.

Questo valore massimo è quello della spinta attiva del terreno. Il problema è quindi risolto utilizzando le relazioni dell'equilibrio delle forze e assicurando una condizione di massimo. Coulomb ha risolto il problema anche analiticamente ed ha ottenuto (per ciò che riguarda la spinta attiva) l'equazione:

$$P_a = 0.5 \gamma H^2 K_a$$

nella quale:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi_d - \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\alpha + \delta_d) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_d + \delta_d) \times \sin(\phi_d - \beta)}{\cos(\alpha + \delta_d) \times \cos(\alpha - \beta)}} \right]}$$

mentre per ciò che riguarda la spinta passiva si ha:

$$P_p = 0.5 \gamma H^2 K_p$$

nella quale:

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi_d + \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\alpha - \delta_d) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_d + \delta_d) \times \sin(\phi_d + \beta)}{\cos(\alpha - \delta_d) \times \cos(\alpha + \beta)}} \right]}$$

nelle quali:

- α è l'angolo di inclinazione del muro rispetto al terreno;
- β è l'angolo di inclinazione del terreno a monte dell'opera;
- ϕ_d è l'angolo di progetto di resistenza al taglio del terreno

$$\phi_d = \arctg \left(\frac{\tan \phi_k}{\gamma_\phi} \right)$$

(con ϕ_k angolo di resistenza al taglio caratteristico del terreno e γ_ϕ il coefficiente indicato dalla normativa);

- δ_d è l'angolo di progetto di attrito terreno-muro

$$\delta_d = \frac{2}{3} \phi_d \quad ;$$

Per completezza si sono riportate le espressioni per il calcolo e della spinta attiva e di quella passiva, anche se nella verifica dell'opera di sostegno si è trascurato il contributo della spinta passiva lavorando quindi a favore di sicurezza (in quanto la spinta passiva agisce come forza stabilizzante).

6.3. Comportamento sismico di opere di sostegno delle terre

Il comportamento delle opere di sostegno dei terreni sotto l'azione sismica è complesso. I movimenti del muro e l'entità delle pressioni dipende dalla risposta dinamica del terreno sottostante il muro, dalla risposta del materiale di riempimento, dalla risposta inerziale e flessionale dello stesso muro e dalla natura dell'input sismico. Il materiale di riempimento e il terreno sottostante la fondazione del muro è spesso saturo o parzialmente saturo e pertanto una rigorosa modellazione del comportamento sismico dell'opera di sostegno richiede il ricorso a sofisticate analisi dinamiche FEM non-lineari accoppiate, che utilizzano avanzati modelli costitutivi del terreno. Tuttavia, esistono in letteratura svariati metodi semplificati per l'analisi sismica e la verifica di opere di sostegno ordinarie. Alcune di queste tecniche, in particolare i metodi pseudo- statici sono esplicitamente nominati nella normativa NTC2008.

Le pressioni sismiche agenti sui muri cedevoli sono generalmente stimate per mezzo di procedure pseudo-statiche. Uno dei metodi pseudo-statici più comuni per determinare la pressione sismica nelle opere di sostegno è il metodo di Mononobe-Okabe (M-O) (Okabe, 1926; Mononobe e Matsuo, 1929).

L'applicazione di questo metodo è contemplata sia dalla normativa NTC2008, sia dall'Eurocodice 8. Il metodo di M-O è una diretta estensione del metodo statico di Coulomb a condizioni pseudo- statiche. Nell'analisi di M-O le accelerazioni pseudo-statiche sono applicate ad un cuneo di Coulomb attivo (o passivo). Benché concettualmente semplice, il metodo di M-O costituisce un utile strumento per stimare i carichi sismici indotti dai terremoti sulle opere di sostegno. A dispetto di ciò, come estensione pseudo-statica dell'analisi di Coulomb, il metodo di M-O è soggetto a tutte le limitazioni della teoria di Coulomb e la determinazione del coefficiente pseudo- statico appropriato è difficile.

Alle forze agenti in condizioni statiche si sommano una forza pseudo statica orizzontale ed una forza pseudo statica verticale (che può essere diretta verso l'alto o verso il basso) le cui intensità dipendono dalla massa del cuneo di spinta.

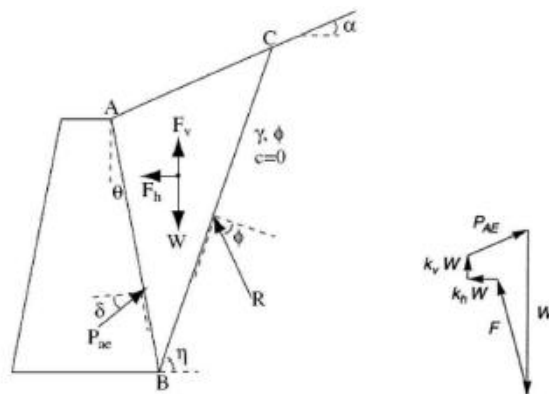


Figura 7: Schematizzazioni delle azioni in condizioni sismiche.

L'analisi inoltre non è appropriata in quei terreni suscettibili di sviluppare una significativa degradazione delle proprietà meccaniche durante i terremoti (per es. in terreni liquefacibili). L'analisi di M-O spesso conduce a risultati non conservativi poiché tende a sovrastimare la spinta passiva totale, proprio come il metodo di Coulomb per il caso di carico statico. Per queste ragioni i metodi pseudo-statici come il metodo di M-O devono essere usati con grande cautela. Miglioramenti del metodo di M-O sono stati apportati da Steedman e Zeng (1990) nella loro analisi pseudo-dinamica che tiene conto delle differenze di fase e degli effetti di amplificazione all'interno del materiale di riempimento a tergo del muro.

Essendo la teoria di M-O una naturale estensione della teoria di Coulomb, il calcolo del coefficiente di spinta attiva ha una formula simile alla teoria di Coulomb riportata di seguito:

$$K_a^{\pm} = \frac{\cos^2(\phi_d + \alpha - \theta^{\pm})}{\cos(\theta^{\pm}) \times \sin^2 \alpha \times \cos(\alpha - \delta_d - \theta^{\pm}) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_d + \delta_d) \times \sin(\phi_d - i - \theta^{\pm})}{\sin(\alpha - \delta_d - \theta^{\pm}) \times \sin(\alpha + i)}} \right]}$$

dove però entra in gioco l'angolo:

$$\theta^{\pm} = \arctan \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

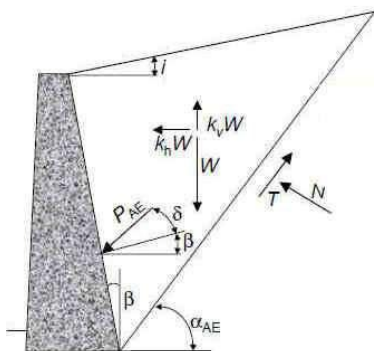


Figura 8: Schematizzazioni delle azioni in condizioni sismiche.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = 0.5 k_h$$

e il cui significato dei coefficienti interni alla formula di k_h saranno meglio chiariti in seguito.

6.4. Normativa muri di sostegno

La normativa tecnica NTC2018 riporta le seguenti indicazioni:

“Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.”

Per la condizione sismica si riportano le seguenti condizioni:

“Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.”

7. PROCEDIMENTI DI ANALISI E DI VERIFICA

7.1. Modelli di calcolo

Vista la semplicità delle strutture in oggetto, le analisi sono condotte con metodi semplificati e a favore di sicurezza. I dettagli sono riportati nei paragrafi relativi ai calcoli delle diverse parti strutturali.

7.2. Metodi di analisi

Le analisi condotte sono di tipo elastico lineare.

Le azioni sismiche sono calcolate con un'analisi elastica statica equivalente, in accordo con quanto indicato al §7.3.3.2 del NTC2018. I dettagli delle procedure seguite sono riportati nei relativi paragrafi.

7.3. Procedimenti di verifica

Le verifiche degli elementi strutturali sono condotte in accordo al metodo degli stati limite.

Le verifiche di resistenza degli elementi in acciaio sono condotte con il metodo plastico di cui al §4.2.4.1.2 delle NTC 2018. Le verifiche di stabilità per sforzo assiale sono condotte in accordo al §4.2.4.1.3.1 delle NTC 2018. Le verifiche all'instabilità flessione-torsionale sono realizzate in accordo con §4.2.4.1.3.2 delle NTC 2018. Queste verifiche non sono condotte per gli elementi di piano la cui piattabanda compressa risulti adeguatamente vincolata dall'impalcato e per gli elementi tubolari. Per ciascuna tipologia di elemento sono riportati i fattori di utilizzo di tutti gli elementi e i calcoli dettagliati dell'elemento maggiormente sollecitato.

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza delle strutture in cemento armato si seguono le indicazioni contenute al §4.1.2.3.4 delle NTC 2018. Il momento resistente a rottura è calcolato nell'ipotesi di sezione parzializzata con calcestruzzo resistente esclusivamente a compressione. Si assume un diagramma tensione-deformazione di tipo stress-block per il calcestruzzo e un diagramma elastico-perfettamente plastico per l'acciaio, in accordo con quanto indicato al §4.1.2.1.2.1 e al §4.1.2.1.2.2 delle NTC 2018. Il taglio resistente è valutato secondo le formule indicate al §4.1.2.3.5.1 e al §4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018, per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio e con armature resistenti al taglio rispettivamente.

Maggiori dettagli sono riportati nei paragrafi relativi alle verifiche dei diversi elementi.

8. VERIFICHE STRUTTURALI

8.1. Muri di sostegno ciclabile

La verifica dei muri viene eseguita con fogli di calcolo eseguiti dallo scrivente.

Nelle presente relazione si riportano le verifiche strutturali e le verifiche geotecniche.

Si riporta la verifica della sezione dove il paramento risulta di maggiore altezza.

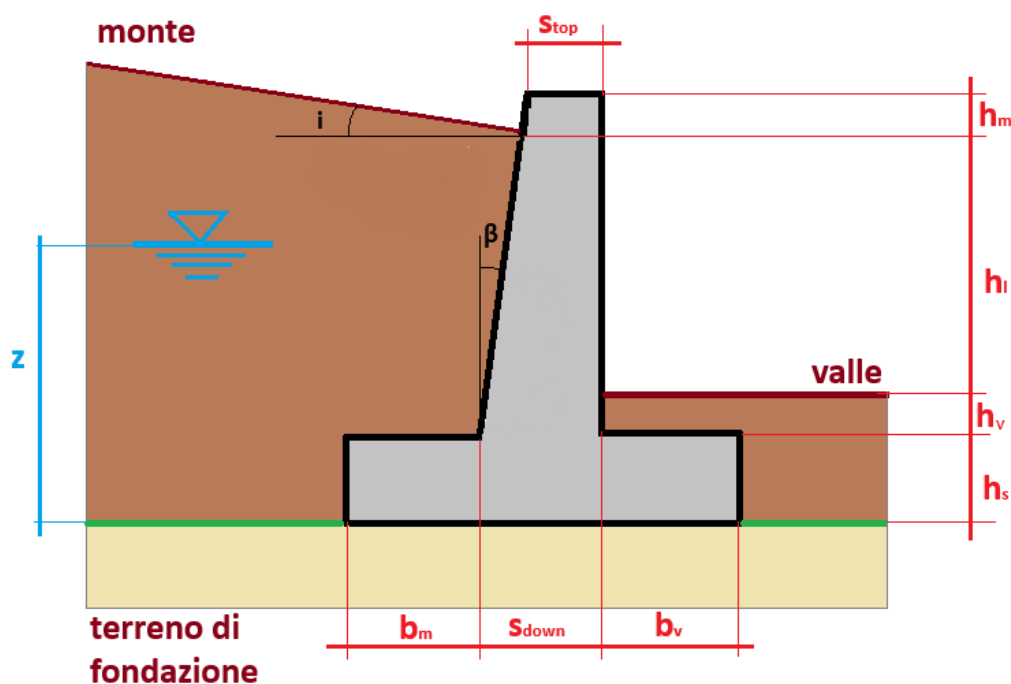


Figura 9: Schema muro con indicazioni della nomenclatura.

Le verifiche geotecniche vengono condotte considerando le caratteristiche geologiche del terreno superficiale indicato in relazione geologica in quanto inferiori rispetto alle caratteristiche del terreno inferiore.

La verifica di stabilità è riportata per il muro del tratto 5.

8.1.1. Caratteristiche generali

Materiale

Livello di conoscenza	Nuovo	FC	1.00	
CALCESTRUZZO	C32/40		$\gamma_{R,C}$	1.5
Caratteristiche meccaniche [Mpa]	f_{ck}	f_{cm}	f_{cd}	E_c
	32.0	40.0	18.1	33346
ACCIAIO [N/mm ²]	B450C		$\gamma_{R,A}$	1.15
Caratteristiche meccaniche [Mpa]	f_{yk}	f_{yd}	E_s	
	450	391	210000	

Armatura

PARAMENTO VERTICALE		ferri	area [mm ² /m]	d/p [mm]
ferri/staffe orizzontali	A_f	$\Phi 10/200\text{mm}$	785	200
area ferri valle	$A_{s,v}$	$5\Phi 10/\text{m}$	393	50
area ferri monte	$A_{s,m}$	$5\Phi 10/\text{m}$	393	250
SOLETTA		ferri	area [mm ² /m]	d/p [mm]
ferri/staffe orizzontali	A_{st}	$\Phi 10/200\text{mm}$	785	200
area ferri superiori	$A_{b,s}$	$5\Phi 10/\text{m}$	393	50
area ferri inferiori	$A_{b,i}$	$5\Phi 10/\text{m}$	393	350

Caratteristiche terreno

inclinazione del terrapieno	i	0.00	$^\circ$
	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	δ [°]

terreno di monte	19.0	32.0	21.3
terreno di valle	19.0	32.0	21.3
terreno di appoggio	20.0	35.0	23.3

Falda

quota della falda a partire dalla quota di fondazione	z	0.00	m
peso di volume acqua	γ_w	10.00	kN/m ³

Parametri sismici

accelerazione massima su suolo rigido	a_g/g	0.203	1/g
coefficiente di amplificazione spettrale	F_0	2.446	
periodo di inizio tratto a velocità costante	T_c^*	0.333	s
categoria sottosuolo		B	
categoria topografica		T1	
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s	1.20	
coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1.00	
coefficiente di riduzione dell'accelerazione	β_m	0.38	
coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.077	
coefficiente sismico verticale	k_v	0.038	

Carichi agenti

	cat.	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
categoria di carico	E	1.00	0.90	0.80
CARICO CONCENTRATO SUL PARAMENTO		N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
permanente		0.00	0.00	0.00
variabile		0.00	0.00	0.00
CARICO DISTRIBUITO SUL TERRAPIENO			pp [kN/m ²]	var [kN/m ²]
carico			0.00	10.00

Metodo di verifica secondo NTC2018 - Approccio 2 (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (M1)		FAV	SFAV
carichi permanenti 1	γ_{G1}	1.00	1.30
carichi permanenti 2	γ_{G2}	0.80	1.50
carichi variabili	γ_Q	0.00	1.50
Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M1)			
tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.00	
coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	
resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	
peso dell'unità di volume	γ_Y	1.00	
Coefficienti parziali muri di sostegno (R3)		SLU	SLV
capacità portante della fondazione	γ_R	1.40	1.20
scorrimento	γ_R	1.10	1.00
ribaltamento	γ_R	1.15	1.00
resistenza del terreno a valle	γ_R	1.40	1.20

Determinazione dei coefficienti di spinta

coefficiente di spinta attiva	K_a	0.275
coefficiente di spinta passiva	K_p	7.333
inclinazione rispetto la verticale delle forze sismica (+)	θ_+	0.074
coefficiente di spinta attiva sismica	K_{aE+}	0.322
coefficiente di spinta passiva sismica	K_{pE+}	6.836
inclinazione rispetto la verticale delle forze sismica (-)	θ_-	0.079
coefficiente di spinta attiva sismica	K_{aE-}	0.326
coefficiente di spinta passiva sismica	K_{pE-}	6.795
coefficiente di utilizzo spinta passiva		0.00
contributo peso terreno di valle		1.00

8.1.2. Caratteristiche geometriche del muro e azioni agenti

MURO DI SOSTEGNO PISTA CICLABILE

Geometria del muro

altezza muro oltre quota di monte	h_m	0.60	m
dislivello monte-valle	h_l	0.80	m
ricoprimento soletta	h_v	0.15	m
altezza totale paramento	h	1.55	m
altezza soletta	h_s	0.30	m
altezza totale muro	H	1.85	m
approfondimento fondazione	F	0.45	m
spessore testa muro	S_{top}	0.25	m
spessore base muro	S_{down}	0.25	m
rientro testa muro	s	0.00	m
lunghezza monte soletta	b_m	0.75	m
lunghezza valle soletta	b_v	0.00	m
lunghezza totale soletta	B	1.00	m
area del muro	A	0.668	m
baricentro X del muro dal inferiore di valle	x_G	0.289	m
baricentro Y del piano di appoggio	y_G	0.671	m
inclinazione paramento interno rispetto verticale	β	0.00	°
copriferro	c	30	mm
lunghezza muro (per cap.port.)	L	24.8	m

Determinazione delle azioni caratteristiche statiche e dei bracci

AZIONI VERTICALI		V [kN/m]	b [m]
peso del muro	P	17.19	0.29
peso del terreno di monte	13.54	0.63	0.85
peso del terreno di valle	T_v	0.00	0.00
carico permanente	P_{pp}	0.00	0.63
carico variabile	P_{var}	7.50	0.63

SPINTE STATICHE		S [kN/m]	S_h [kN/m]	b_h [m]	S_v [kN/m]	b_v [m]
spinta attiva del terreno di monte	S_a	4.08	3.80	0.42	1.49	1.00
spinta passiva del terreno di valle	S_p	0.00	0.00	0.15	0.00	0.00
spinta acqua	S_w	0.00	0.00	0.00		
spinta permanente	S_{pp}	0.00	0.00	0.63	0.00	1.00
spinta variabile	S_{var}	3.44	3.20	0.63	1.25	1.00

Determinazione delle azioni caratteristiche sismiche e dei bracci

AZIONI VERTICALI DINAMICHE		V [kN/m]	b [m]
componente verticale peso muro	P_v	0.66	0.29
componente verticale terreno di monte	T_{Mv}	0.52	0.63
componente verticale terreno di valle	T_{vv}	0.00	0.00
componente verticale carico permanente	P_{ppv}	0.00	0.63
componente verticale carico variabile	P_{varv}	0.29	0.63
AZIONI ORIZZONTALI DINAMICHE		H [kN/m]	b [m]
componente orizzontale peso muro	P_h	1.31	0.67
componente orizzontale terreno di monte	T_{Mh}	1.04	0.62
componente orizzontale terreno di valle	T_{vh}	0.00	0.35
componente orizzontale carico permanente	P_{pph}	0.00	0.67
componente orizzontale carico variabile	P_{varh}	0.57	0.67

SPINTE DINAMICHE		S [kN/m]	S_h [kN/m]	b_h [m]	S_v [kN/m]	b_v [m]
spinta attiva del terreno di monte	S_a^+	4.96	4.62	0.42	1.80	1.00
	S_a^-	4.65	4.34	0.42	1.69	1.00
spinta passiva del terreno di valle	S_p^+	0.00	0.00	0.15	0.00	0.00
	S_p^-	0.00	0.00	0.15	0.00	0.00

spinta acqua	$S_w \pm$		0.00	0.00		
spinta permanente	S_{pp+}	0.00	0.00	0.63	0.00	1.00
	S_{pp-}	0.00	0.00	0.63	0.00	1.00
spinta variabile	S_{var+}	4.18	3.89	0.63	1.52	1.00
	S_{var-}	3.92	3.65	0.63	1.43	1.00

8.1.3. Verifiche strutturali del muro

Resistenza a taglio	paramento	soletta	
A_{sl}	393	393	mm ²
d	205	255	mm
$\rho_l = A_{sl} / (bd)$	0.19%	0.15%	
σ_{cp}	0.00	0.00	
$v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	0.55	0.51	
$V_{Rd,1} = (v_{min} + 0.15\sigma_{cp})b_w d$	113.7	130.7	kN
$V_{Rd,2} = (0.18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / g_c + 0.15\sigma_{cp})b_w d$	89.5	98.2	kN
$V_{Rd} = \max(V_{Rd,1}; V_{Rd,2})$	113.7	130.7	kN
Resistenza a momento (calcolato con la formula semplificata)	paramento	soletta	
M_{Rd}	28.4	35.3	kNm

Verifiche di resistenza

CONDIZIONE STATICA	T_d [kN]	T_r [kN]	M_d [kNm]	M_r [kNm]	T_d/T_r	M_d/M_r
paramento verticale	10.51	113.75	4.19	28.4	0.09	0.15
soletta monte	-1.33	130.73	-0.50	35.3	0.01	0.01
soletta valle	0.00	130.73	0.00	35.3	0.00	0.00
CONDIZIONE SISMICA kv+	T_d [kN]	T_r [kN]	M_d [kNm]	M_r [kNm]	T_d/T_r	M_d/M_r
paramento verticale	7.73	113.75	0.85	28.4	0.07	0.03
soletta monte	27.59	130.73	10.34	35.3	0.21	0.29
soletta valle	0.00	130.73	0.00	35.3	0.00	0.00
CONDIZIONE SISMICA kv+ q=0	T_d [kN]	T_r [kN]	M_d [kNm]	M_r [kNm]	T_d/T_r	M_d/M_r
paramento verticale	7.73	113.75	0.85	28.4	0.07	0.03
soletta monte	20.44	130.73	7.67	35.3	0.16	0.22
soletta valle	0.00	130.73	0.00	35.3	0.00	0.00
CONDIZIONE SISMICA kv-	T_d [kN]	T_r [kN]	M_d [kNm]	M_r [kNm]	T_d/T_r	M_d/M_r
paramento verticale	7.26	113.75	0.80	28.4	0.06	0.03
soletta monte	18.76	130.73	7.04	35.3	0.14	0.20
soletta valle	0.00	130.73	0.00	35.3	0.00	0.00
CONDIZIONE SISMICA kv- q=0	T_d [kN]	T_r [kN]	M_d [kNm]	M_r [kNm]	T_d/T_r	M_d/M_r
paramento verticale	7.26	113.75	0.80	28.4	0.06	0.03
soletta monte	13.31	130.73	4.99	35.3	0.10	0.14
soletta valle	0.00	130.73	0.00	35.3	0.00	0.00

8.1.4. Verifiche geotecniche

VERIFICA CONDIZIONE STATICA CON q

Verifica a ribaltamento

Momenti ribaltanti	$M_{RIB,d}$	4.19	kNm
Momenti stabilizzanti	$M_{STA,d} = M_{STA}/\gamma_R$	10.20	kNm
rapporto di verifica a ribaltamento	$M_{RIB,d} \leq M_{STA,d}$	0.41	

Verifica a scorrimento

Azione di scorrimento di progetto	$E_{SCOR,d}$	10.51	kN
angolo di scorrimento	δ_d	0.407	rad
Resistenza a scorrimento di progetto	$R_{SCOR,d} = R_{SCOR} / \gamma_R$	11.45	kN
rapporto di verifica a scorrimento	$E_{SCOR,d} \leq R_{SCOR,d}$	0.92	

Verifica a capacità portante

momento calcolato	$M_A = M_{STA} - M_{RIB}$	21.98	kNm
azione verticale agente alla base del muro	N	53.90	kN
azione orizzontale agente alla base del muro	T	10.51	kN
momento agente alla base del muro	$M = Ne$	-4.97	kNm
braccio	d	0.41	m
eccentricità	e	-0.09	m
base fondazione	B'	0.82	m
pressione in A	p_A	83.71	kPa
pressione in Z	p_Z	24.09	kPa
Calcolo capacità in condizione drenate - Brich-Hansen 1970			
$q_{u,lim} = c N_c S_c d_c i_c + q N_q S_q d_q i_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$			
angolo di attrito terreno	ϕ_d	35.00	°
coefficiente di spinta passivo	$K_p \tan^2(45+\phi'/2)$	3.69	
coefficiente di spinta a riposo	$K_0 1-\sin(\phi')$	0.43	
coefficiente di spinta attivo	$K_a \tan^2(45-\phi'/2)$	0.27	
sovraccarico ai lati della fondazione	$q D_{\gamma d}$	8.55	kPa
coefficienti di portata	$N_q e^{\pi \tan \phi} K_p$	33.30	
	$N_c (N_q - 1) \cot \phi$	46.12	
	$N_\gamma 2 (N_q - 1) \tan \phi$	45.23	
fattori di forma	$s_q 1+(B'/L') \tan \phi'$	1.02	
	$s_c 1+(B'/L')(N_q/N_c)$	1.02	
	$s_\gamma 1-0,4 (B'/L')$	0.99	
fattori di profondità	$d_q 1+2 \tan \phi (1-\sin \phi)^2 (D/B')$	1.14	
	$d_c d_q - (1-d_q)/(N_c \tan \phi)$	1.14	
	$d_\gamma 1$	1.00	
fattori di inclinazione del carico	$m_B (2+B/L)/(1+B/L)$	1.96	
	$m_L (2+L/B)/(1+L/B)$	1.04	
	$m m_L \cos^2 \theta + m_B \cos^2 \theta$	1.04	
per c=0	$i_q (1-H/V)^m$	0.80	
	i_c	0	
	$i_\gamma (1-H/V)^{m+1}$	0.64	
	$q_{u,lim}$	499	kPa
	$q_{u,d}$	416	kPa
rapporto di verifica a capacità portante	$p_{max} \leq q_{u,d}$	0.06	

VERIFICA CONDIZIONE SISMICA kv+

Verifica a ribaltamento

Momenti ribaltanti	$M_{RIB,d}$	0.85	kNm
Momenti stabilizzanti	$M_{STA,d} = M_{STA}/\gamma_R$	38.01	kNm
rapporto di verifica a ribaltamento	$M_{RIB,d} \leq M_{STA,d}$	0.02	

Verifica a scorrimento

Azione di scorrimento di progetto	$E_{SCOR,d}$	7.73	kN
angolo di scorrimento	δ_d	0.407	rad
Resistenza a scorrimento di progetto	$R_{SCOR,d} = R_{SCOR} / \gamma_R$	17.75	kN
rapporto di verifica a scorrimento	$E_{SCOR,d} \leq R_{SCOR,d}$	0.44	

Verifica a capacità portante

momento agente alla base del muro	$M = M_{STA} - M_{RIB}$	37.16	kNm
azione verticale agente alla base del muro	N	41.15	kN
azione orizzontale agente alla base del muro	T	7.73	kN
momento agente alla base del muro	$M = Ne$	16.59	kNm
braccio	d	0.90	m
eccentricità	e	0.40	m
base fondazione	B'	0.19	m
pressione in A	p_A	-58.36	kPa
pressione in Z	p_Z	140.66	kPa
Calcolo capacità in condizione drenate - Brich-Hansen 1970			

$q_{u,d} = c N_c s_c d_c i_c e_c + q N_q s_q d_q i_q e_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma e_\gamma$				
angolo di attrito terreno	ϕ_d		35.00	°
coefficiente di spinta passivo	K_p	$\tan^2(45+\phi'/2)$	3.69	
coefficiente di spinta a riposo	K_0	$1-\sin(\phi')$	0.43	
coefficiente di spinta attivo	K_a	$\tan^2(45-\phi'/2)$	0.27	
sovraccarico ai lati della fondazione	q	$D\gamma_d$	8.55	kPa
coefficienti di portata	N_q	$e^{\pi \tan \phi} K_p$	33.30	
	N_c	$(N_q - 1) \cot \phi$	46.12	
	N_γ	$2 (N_q - 1) \tan \phi$	45.23	
fattori di forma	s_q	$1+(B'/L') \tan \phi'$	1.01	
	s_c	$1+(B'/L')(N_q/N_c)$	1.01	
	s_γ	$1-0,4 (B'/L')$	1.00	
fattori di profondità	d_q	$1+2 \tan \phi (1-\sin \phi)^2 \arctan(D/B')$	1.30	
	d_c	$d_q - (1-d_q)/(N_c \tan \phi)$	1.31	
	d_γ	1	1.00	
fattori di inclinazione del carico	m_B	$(2+B/L)/(1+B/L)$	1.96	
	m_L	$(2+L/B)/(1+L/B)$	1.04	
	m	$m_L \cos^2 \theta + m_B \cos^2 \theta$	1.04	
per $c=0$	i_q	$(1-H/V)^m$	0.81	
	i_c		0	
	i_γ	$(1-H/V)^{m+1}$	0.65	
coefficienti dinamici	e_q	$1-0,32k_h$	0.98	
	e_c	$(1 - k_h / \tan \phi)^{0,35}$	0.98	
	e_γ	e_c	0.98	
	$q_{u,lim}$		348	kPa
	$q_{u,d} = q_{u,lim} / \gamma_R$		290	kPa
rapporto di verifica a capacità portante	$p_{max} \leq q_{u,d}$		0.49	

VERIFICA CONDIZIONE SISMICA k_v+ e $q=0$

Verifica a ribaltamento

Momenti ribaltanti	$M_{RIB,d}$	0.85	kNm
Momenti stabilizzanti	$M_{STA,d} = M_{STA}/\gamma_R$	32.76	kNm
rapporto di verifica a ribaltamento	$M_{RIB,d} \leq M_{STA,d}$	0.03	

Verifica a scorrimento

Azione di scorrimento di progetto	$E_{SCOR,d}$	7.73	kN
angolo di scorrimento	δ_d	0.407	rad
Resistenza a scorrimento di progetto	$R_{SCOR,d} = R_{SCOR} / \gamma_R$	15.06	kN
rapporto di verifica a scorrimento	$E_{SCOR,d} \leq R_{SCOR,d}$	0.51	

Verifica a capacità portante

momento agente alla base del muro	$M = M_{STA} - M_{RIB}$	31.91	kNm
azione verticale agente alla base del muro	N	34.92	kN
azione orizzontale agente alla base del muro	T	7.73	kN
momento agente alla base del muro	$M = Ne$	14.45	kNm
braccio	d	0.91	m
eccentricità	e	0.41	m
base fondazione	B'	0.17	m
pressione in A	p_A	-51.77	kPa
pressione in Z	p_Z	121.61	kPa

Calcolo capacità in condizione drenate - Brich-Hansen 1970

$q_{u,d} = c N_c s_c d_c i_c e_c + q N_q s_q d_q i_q e_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma e_\gamma$				
angolo di attrito terreno	ϕ_d		35.00	°
coefficiente di spinta passivo	K_p	$\tan^2(45+\phi'/2)$	3.69	
coefficiente di spinta a riposo	K_0	$1-\sin(\phi')$	0.43	
coefficiente di spinta attivo	K_a	$\tan^2(45-\phi'/2)$	0.27	
sovraccarico ai lati della fondazione	q	$D\gamma_d$	8.55	kPa
coefficienti di portata	N_q	$e^{\pi \tan \phi} K_p$	33.30	

	N_c	$(N_q - 1) \operatorname{ctg} \Phi$	46.12	
	N_y	$2 (N_q - 1) \operatorname{tg} \Phi$	45.23	
fattori di forma	s_q	$1 + (B'/L') \operatorname{tg} \Phi'$	1.00	
	s_c	$1 + (B'/L')(N_q/N_c)$	1.01	
	s_y	$1 - 0,4 (B'/L')$	1.00	
fattori di profondità	d_q	$1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \arctan(D/B')$	1.31	
	d_c	$d_q - (1 - d_q)/(N_c \tan \Phi)$	1.32	
	d_y	1	1.00	
fattori di inclinazione del carico	m_B	$(2 + B/L)/(1 + B/L)$	1.96	
	m_L	$(2 + L/B)/(1 + L/B)$	1.04	
	m	$m_L \cos^2 \theta + m_B \cos^2 \theta$	1.04	
per $c=0$	i_q	$(1 - H/V)^m$	0.77	
	i_c		0	
	i_y	$(1 - H/V)^{m+1}$	0.60	
coefficienti dinamici	e_q	$1 - 0,32 k_h$	0.98	
	e_c	$(1 - k_h / \operatorname{tg} \Phi)^{0,35}$	0.98	
	e_y	e_c	0.98	
	$q_{u,lim}$		327	kPa
	$q_{u,d} = q_{u,lim} / \gamma_R$		272	kPa
rapporto di verifica a capacità portante		$p_{max} \leq q_{u,d}$	0.45	

VERIFICA CONDIZIONE SISMICA kv-

Verifica a ribaltamento

Momenti ribaltanti	$M_{RIB,d}$	0.80	kNm
Momenti stabilizzanti	$M_{STA,d} = M_{STA}/\gamma_R$	33.04	kNm
rapporto di verifica a ribaltamento	$M_{RIB,d} \leq M_{STA,d}$	0.02	

Verifica a scorrimento

Azione di scorrimento di progetto	$E_{SCOR,d}$	7.26	kN
angolo di scorrimento	δ_d	0.407	rad
Resistenza a scorrimento di progetto	$R_{SCOR,d} = R_{SCOR} / \gamma_R$	16.46	kN
rapporto di verifica a scorrimento	$E_{SCOR,d} \leq R_{SCOR,d}$	0.44	

Verifica a capacità portante

momento agente alla base del muro	$M = M_{STA} - M_{RIB}$	32.24	kNm
azione verticale agente alla base del muro	N	38.15	kN
azione orizzontale agente alla base del muro	T	7.26	kN
momento agente alla base del muro	$M = Ne$	13.16	kNm
braccio	d	0.85	m
eccentricità	e	0.35	m
base fondazione	B'	0.31	m
pressione in A	p_A	-40.83	kPa
pressione in Z	p_Z	117.14	kPa

Calcolo capacità in condizione drenate - Brich-Hansen 1970

	$q_{u,d} = c N_c s_c d_c i_c e_c + q N_q s_q d_q i_q e_q + 0,5 \gamma B' N_y s_y d_y i_y e_y$		
angolo di attrito terreno	ϕ_d	35.00	°
coefficiente di spinta passivo	K_p	3.69	
coefficiente di spinta a riposo	K_0	0.43	
coefficiente di spinta attivo	K_a	0.27	
sovraccarico ai lati della fondazione	q	8.55	kPa
coefficienti di portata	N_q	33.30	
	N_c	46.12	
	N_y	45.23	
fattori di forma	s_q	1.01	
	s_c	1.01	
	s_y	1.00	
fattori di profondità	d_q	1.25	
	d_c	1.25	

	d_y	1	1.00
fattori di inclinazione del carico	m_B	$(2+B/L)/(1+B/L)$	1.96
	m_L	$(2+L/B)/(1+L/B)$	1.04
	m	$m_L \cos^2 \theta + m_B \cos^2 \theta$	1.04
per $c=0$	i_q	$(1-H/V)^m$	0.80
	i_c	0	0
	i_y	$(1-H/V)^{m+1}$	0.65
coefficienti dinamici	e_q	$1-0,32k_h$	0.98
	e_c	$(1 - k_h / \tan \Phi)^{0,35}$	0.98
	e_y	e_c	0.98
	$Q_{u,lim}$		369 kPa
	$Q_{u,d} = Q_{u,lim} / \gamma_R$		308 kPa
rapporto di verifica a capacità portante	$\rho_{max} \leq Q_{u,d}$		0.38

VERIFICA CONDIZIONE SISMICA kv- e q=0

Verifica a ribaltamento

Momenti ribaltanti	$M_{RIB,d}$	0.80	kNm
Momenti stabilizzanti	$M_{STA,d} = M_{STA}/\gamma_R$	28.69	kNm
rapporto di verifica a ribaltamento	$M_{RIB,d} \leq M_{STA,d}$	0.03	

Verifica a scorrimento

Azione di scorrimento di progetto	$E_{SCOR,d}$	7.26	kN
angolo di scorrimento	δ_d	0.407	rad
Resistenza a scorrimento di progetto	$R_{SCOR,d} = R_{SCOR} / \gamma_R$	13.97	kN
rapporto di verifica a scorrimento	$E_{SCOR,d} \leq R_{SCOR,d}$	0.52	

Verifica a capacità portante

momento agente alla base del muro	$M = M_{STA} - M_{RIB}$	27.89	kNm
azione verticale agente alla base del muro	N	32.38	kN
azione orizzontale agente alla base del muro	T	7.26	kN
momento agente alla base del muro	$M = Ne$	11.70	kNm
braccio	d	0.86	m
eccentricità	e	0.36	m
base fondazione	B'	0.28	m
pressione in A	p_A	-37.82	kPa
pressione in Z	p_Z	102.59	kPa

Calcolo capacità in condizione drenate - Brich-Hansen 1970

$Q_{u,d} = c N_c S_c d_c i_c e_c + q N_q S_q d_q i_q e_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma e_\gamma$			
angolo di attrito terreno	ϕ_d	35.00	°
coefficiente di spinta passivo	$K_p \tan^2(45+\phi'/2)$	3.69	
coefficiente di spinta a riposo	$K_0 1-\sin(\phi')$	0.43	
coefficiente di spinta attivo	$K_a \tan^2(45-\phi'/2)$	0.27	
sovraccarico ai lati della fondazione	$q D_{y,d}$	8.55	kPa
coefficienti di portata	$N_q e^{\pi \tan \Phi} K_p$	33.30	
	$N_c (N_q - 1) \cotg \Phi$	46.12	
	$N_\gamma 2 (N_q - 1) \tan \Phi$	45.23	
fattori di forma	$s_q 1+(B'/L') \tan \Phi'$	1.01	
	$s_c 1+(B'/L')(N_q/N_c)$	1.01	
	$s_\gamma 1- 0,4 (B'/L')$	1.00	
fattori di profondità	$d_q 1+2 \tan \Phi (1-\sin \Phi)^2 \arctan(D/B')$	1.26	
	$d_c d_q - (1-d_q)/(N_c \tan \Phi)$	1.27	
	$d_\gamma 1$	1.00	
fattori di inclinazione del carico	$m_B (2+B/L)/(1+B/L)$	1.96	
	$m_L (2+L/B)/(1+L/B)$	1.04	
	$m m_L \cos^2 \theta + m_B \cos^2 \theta$	1.04	
per $c=0$	$i_q (1-H/V)^m$	0.77	
	$i_c 0$	0	
	$i_\gamma (1-H/V)^{m+1}$	0.60	

coefficienti dinamici	e_q	$1-0,32k_h$	0.98
	e_c	$(1 - k_h / \tan \Phi)^{0,35}$	0.98
	e_y	e_c	0.98
	$q_{u,lim}$		344 kPa
	$q_{u,d} = q_{u,lim} / \gamma_R$		287 kPa
rapporto di verifica a capacità portante	$p_{max} \leq q_{u,d}$		0.36

8.1.5. Verifica di stabilità globale

La verifica della stabilità globale dell'insieme muro-terreno viene eseguita utilizzando il programma di libero Hyrcan.

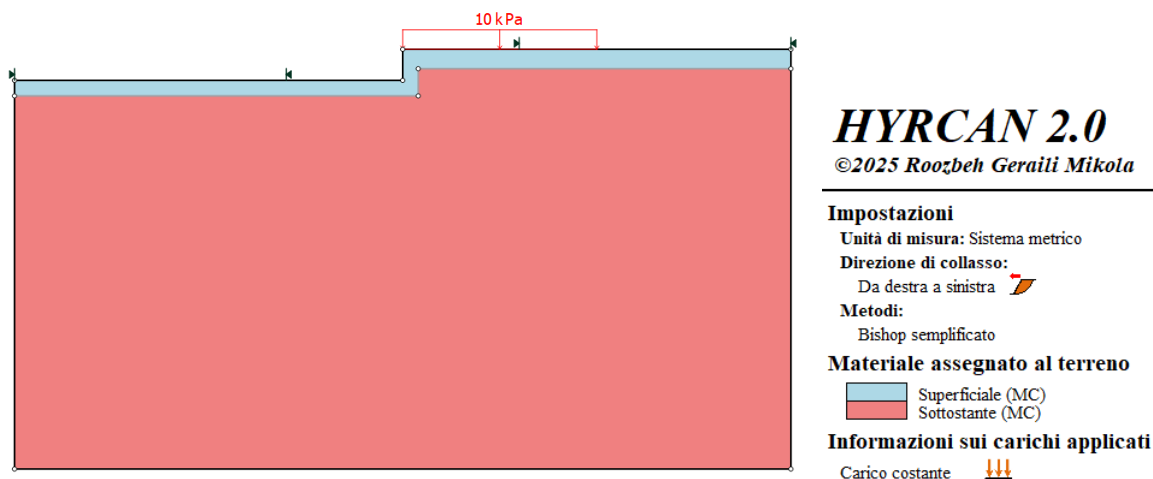


Figura 10: Modello di calcolo del sistema muro-terreno e caratteristiche generali del modello.

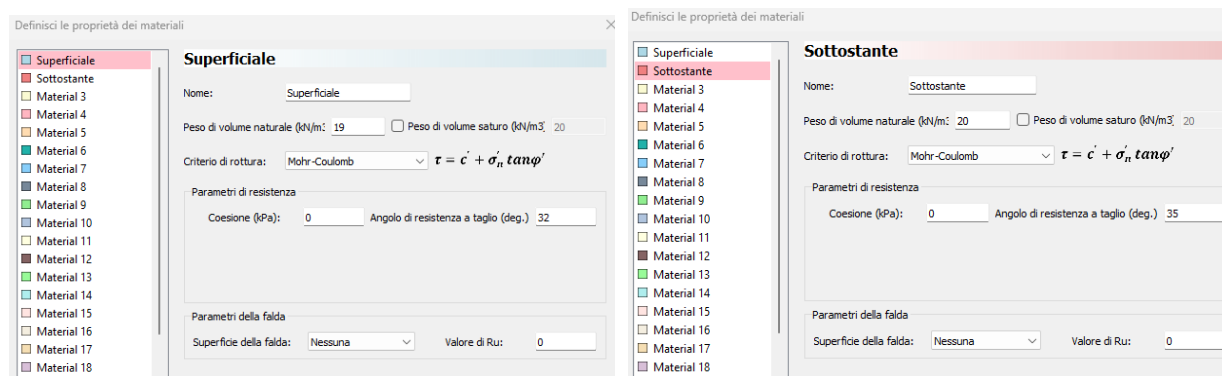


Figura 11: Caratteristiche geotecniche degli strati.

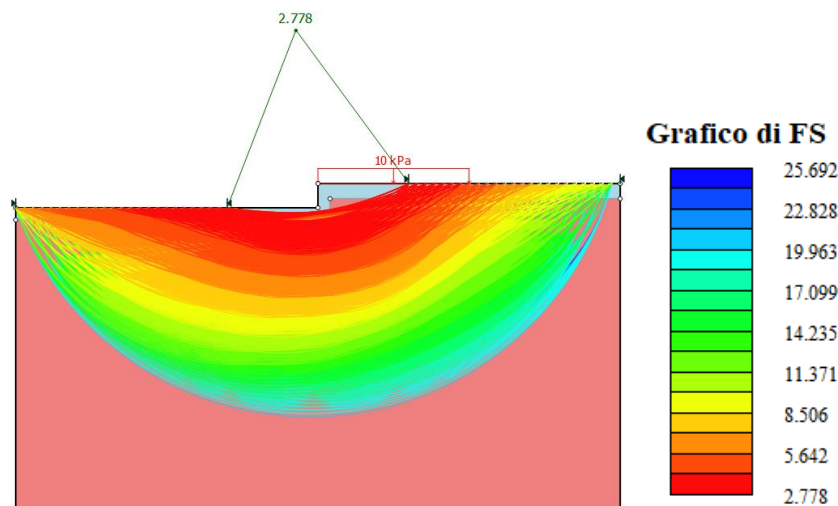


Figura 12: Diagramma delle curve di verifica della stabilità globale con fattore di sicurezza FS.

8.1.6. Riepilogo dei risultati

Riassunto verifiche geotecniche	RIB	SCO	PORT
statica	0.41	0.92	0.06
sismica kv+	0.02	0.44	0.49
sismica kv+ q=0	0.03	0.51	0.45
sismica kv-	0.02	0.44	0.38
sismica kv- q=0	0.03	0.52	0.36
stabilità globale	0.36		
Riassunto verifiche strutturali	taglio		0.21
	momento		0.29

8.2. Muri di sostegno terminale

La verifica dei muri viene eseguita con fogli di calcolo eseguiti dallo scrivente.

Nella presente relazione si riportano le verifiche strutturali e le verifiche geotecniche.

Si riporta la verifica della sezione dove il paramento risulta di maggiore altezza.

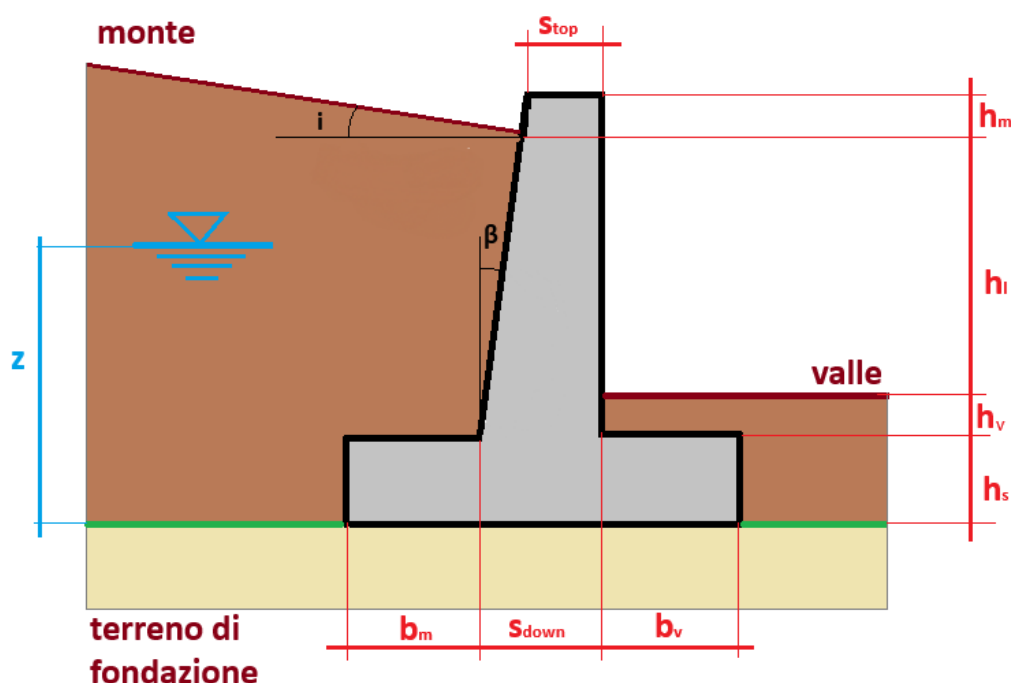


Figura 13: Schema muro con indicazioni della nomenclatura.

Le verifiche geotecniche vengono condotte considerando le caratteristiche geologiche del terreno superficiale indicato in relazione geologica in quanto inferiori rispetto alle caratteristiche del terreno inferiore.

La verifica di stabilità è riportata per il muro del tratto 5.

8.2.1. Caratteristiche generali

Materiale				
Livello di conoscenza	Nuovo	FC	1.00	
CALCESTRUZZO	C32/40		Y _{R,C}	1.5
Caratteristiche meccaniche [Mpa]	f _{ck}	f _{cm}	f _{cd}	E _c
	32.0	40.0	18.1	33346
ACCIAIO [N/mm²] :	B450C		Y _{R,A}	1.15
Caratteristiche meccaniche [Mpa]	f _{yk}	f _{yd}	E _s	
	450	391	210000	
Armatura				
PARAMENTO VERTICALE	ferri	area [mm²/m]	d/p [mm]	

ferri/staffe orizzontali	A_f	$\Phi 10/200\text{mm}$	785	200
area ferri valle	$A_{s'}$	$5\Phi 10/\text{m}$	393	50
area ferri monte	A_s	$5\Phi 10/\text{m}$	393	250
SOLETTA		ferri	area [mm^2/m]	d/p [mm]
ferri/staffe orizzontali	A_{st}	$\Phi 10/200\text{mm}$	785	200
area ferri superiori	$A_{b,s}$	$5\Phi 10/\text{m}$	393	50
area ferri inferiori	$A_{b,i}$	$5\Phi 10/\text{m}$	393	350

Caratteristiche terreno

inclinazione del terrapieno	i	0.00	°
	γ [kN/m^3]	ϕ [°]	δ [°]
terreno di monte	19.0	32.0	21.3
terreno di valle	19.0	32.0	21.3
terreno di appoggio	20.0	35.0	23.3

Falda

quota della falda a partire dalla quota di fondazione	z	0.00	m
peso di volume acqua	γ_w	10.00	kN/m^3

Parametri sismici

accelerazione massima su suolo rigido	a_g/g	0.203	1/g
coefficiente di amplificazione spettrale	F_0	2.446	
periodo di inizio tratto a velocità costante	T_c^*	0.333	s
categoria sottosuolo		B	
categoria topografica		T1	
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s	1.20	
coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1.00	
coefficiente di riduzione dell'accelerazione	β_m	0.38	
coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.077	
coefficiente sismico verticale	k_v	0.038	

Carichi agenti

	cat.	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
categoria di carico	E	1.00	0.90	0.80
CARICO CONCENTRATO SUL PARAMENTO		N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
permanente		0.00	0.00	0.00
variabile		0.00	1.50	1.50
CARICO DISTRIBUITO SUL TERRAPIENO		pp [kN/m^2]	var [kN/m^2]	
carico		0.00		10.00

Metodo di verifica secondo NTC2018 - Approccio 2 (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (M1)		FAV	SFAV
carichi permanenti 1	γ_{G1}	1.00	1.30
carichi permanenti 2	γ_{G2}	0.80	1.50
carichi variabili	γ_Q	0.00	1.50
Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M1)			
tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.00	
coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	
resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	
peso dell'unità di volume	γ_Y	1.00	
Coefficienti parziali muri di sostegno (R3)		SLU	SLV
capacità portante della fondazione	γ_R	1.40	1.20
scorrimento	γ_R	1.10	1.00
ribaltamento	γ_R	1.15	1.00
resistenza del terreno a valle	γ_R	1.40	1.20

Determinazione dei coefficienti di spinta

coefficiente di spinta attiva	K_a	0.275
-------------------------------	-------	-------

coefficiente di spinta passiva	K_p	7.333
inclinazione rispetto la verticale delle forze sismica (+)	$\theta+$	0.074
coefficiente di spinta attiva sismica	K_{aE+}	0.322
coefficiente di spinta passiva sismica	K_{pE+}	6.836
inclinazione rispetto la verticale delle forze sismica (-)	$\theta-$	0.079
coefficiente di spinta attiva sismica	K_{aE-}	0.326
coefficiente di spinta passiva sismica	K_{pE-}	6.795
coefficiente di utilizzo spinta passiva		0.00
contributo peso terreno di valle		1.00

8.2.2. Caratteristiche geometriche del muro e azioni agenti

MURO DI SOSTEGNO TERMINALE

Geometria del muro

altezza muro oltre quota di monte	h_m	0.10	m
dislivello monte-valle	h_l	1.00	m
ricoprimento soletta	h_v	0.20	m
altezza totale paramento	h	1.30	m
altezza soletta	h_s	0.30	m
altezza totale muro	H	1.60	m
approfondimento fondazione	D	0.50	m
spessore testa muro	S_{top}	0.30	m
spessore base muro	S_{down}	0.30	m
rientro testa muro	s	0.00	m
lunghezza monte soletta	b_m	1.00	m
lunghezza valle soletta	b_v	0.25	m
lunghezza totale soletta	B	1.55	m
area del muro	A	0.855	m
baricentro X del muro dal inferiore di valle	x_G	0.604	m
baricentro Y del piano di appoggio	y_G	0.515	m
inclinazione paramento interno rispetto verticale	β	0.00	°
copriferro	c	30	mm
lunghezza muro (per cap.port.)	L	2.5	m

Determinazione delle azioni caratteristiche statiche e dei bracci

AZIONI VERTICALI		V [kN/m]	b [m]
peso del muro	P	21.38	0.60
peso del terreno di monte	T_M	22.80	1.05
peso del terreno di valle	T_V	0.95	0.13
carico permanente	P_{pp}	0.00	1.05
carico variabile	P_{var}	10.00	1.05

SPINTE STATICHE		S [kN/m]	S_h [kN/m]	b_h [m]	S_v [kN/m]	b_v [m]
spinta attiva del terreno di monte	S_a	5.88	5.48	0.50	2.14	1.55
spinta passiva del terreno di valle	S_p	0.00	0.00	0.17	0.00	0.13
spinta acqua	S_w	0.00	0.00	0.00		
spinta permanente	S_{pp}	0.00	0.00	0.75	0.00	1.55
spinta variabile	S_{var}	4.13	3.84	0.75	1.50	1.55

Determinazione delle azioni caratteristiche sismiche e dei bracci

AZIONI VERTICALI DINAMICHE		V [kN/m]	b [m]
componente verticale peso muro	P_v	0.82	0.60
componente verticale terreno di monte	T_{Mv}	0.87	1.05
componente verticale terreno di valle	T_{Vv}	0.04	0.13
componente verticale carico permanente	P_{ppv}	0.00	1.05
componente verticale carico variabile	P_{varv}	0.38	1.05
AZIONI ORIZZONTALI DINAMICHE		H [kN/m]	b [m]
componente orizzontale peso muro	P_h	1.64	0.51

componente orizzontale terreno di monte	T_{Mh}	1.74	0.70
componente orizzontale terreno di valle	T_{vh}	0.07	0.37
componente orizzontale carico permanente	P_{pph}	0.00	0.51
componente orizzontale carico variabile	P_{varh}	0.77	0.51

SPINTE DINAMICHE		S [kN/m]	S_h [kN/m]	b_h [m]	S_v [kN/m]	b_v [m]
spinta attiva del terreno di monte	S_a+	7.14	6.65	0.50	2.60	1.55
	$S_a -$	6.70	6.24	0.50	2.44	1.55
spinta passiva del terreno di valle	$S_p +$	0.00	0.00	0.17	0.00	0.13
	$S_p -$	0.00	0.00	0.17	0.00	0.13
spinta acqua	$S_w +/-$		0.00	0.00		
spinta permanente	$S_{pp}+$	0.00	0.00	0.75	0.00	1.55
	$S_{pp} -$	0.00	0.00	0.75	0.00	1.55
spinta variabile	$S_{var}+$	5.01	4.67	0.75	1.82	1.55
	$S_{var} -$	4.70	4.38	0.75	1.71	1.55

8.2.3. Verifiche strutturali del muro

Resistenza a taglio	paramento	soletta	
A_{sl}	393	393	mm ²
d	255	255	mm
$\rho_l = A_{sl} / (bd)$	0.15%	0.15%	
σ_{cp}	0.00	0.00	
$v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	0.51	0.51	
$V_{Rd,1} = (v_{min} + 0.15\sigma_{cp})b_wd$	130.7	130.7	kN
$V_{Rd,2} = (0.18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / g_c + 0.15\sigma_{cp})b_wd$	98.2	98.2	kN
$V_{Rd} = \max(V_{Rd,1}; V_{Rd,2})$	130.7	130.7	kN
Resistenza a momento (calcolato con la formula semplificata)	paramento	soletta	
M_{Rd}	35.3	35.3	kNm

Verifiche di resistenza

CONDIZIONE STATICA	T_d [kN]	T_r [kN]	M_d [kNm]	M_r [kNm]	T_d/T_r	M_d/M_r
paramento verticale	13.98	130.73	11.63	35.3	0.11	0.33
soletta monte	-8.99	130.73	-4.49	35.3	0.07	0.13
soletta valle	10.74	130.73	2.69	35.3	0.08	0.08
CONDIZIONE SISMICA kv+	T_d [kN]	T_r [kN]	M_d [kNm]	M_r [kNm]	T_d/T_r	M_d/M_r
paramento verticale	11.59	130.73	2.96	35.3	0.09	0.08
soletta monte	9.26	130.73	4.63	35.3	0.07	0.13
soletta valle	3.54	130.73	0.88	35.3	0.03	0.03
CONDIZIONE SISMICA kv+ q=0	T_d [kN]	T_r [kN]	M_d [kNm]	M_r [kNm]	T_d/T_r	M_d/M_r
paramento verticale	11.59	130.73	2.96	35.3	0.09	0.08
soletta monte	3.08	130.73	1.54	35.3	0.02	0.04
soletta valle	2.48	130.73	0.62	35.3	0.02	0.02
CONDIZIONE SISMICA kv-	T_d [kN]	T_r [kN]	M_d [kNm]	M_r [kNm]	T_d/T_r	M_d/M_r
paramento verticale	10.95	130.73	2.97	35.3	0.08	0.08
soletta monte	-0.31	130.73	-0.16	35.3	0.00	0.00
soletta valle	5.15	130.73	1.29	35.3	0.04	0.04
CONDIZIONE SISMICA kv- q=0	T_d [kN]	T_r [kN]	M_d [kNm]	M_r [kNm]	T_d/T_r	M_d/M_r
paramento verticale	10.95	130.73	2.97	35.3	0.08	0.08
soletta monte	-5.00	130.73	-2.50	35.3	0.04	0.07
soletta valle	3.82	130.73	0.96	35.3	0.03	0.03

8.2.4. Verifiche geotecniche

VERIFICA CONDIZIONE STATICA CON q

Verifica a ribaltamento

Momenti ribaltanti	$M_{RIB,d}$	11.63	kNm
Momenti stabilizzanti	$M_{STA,d} = M_{STA}/\gamma_R$	27.96	kNm

rapporto di verifica a ribaltamento	$M_{RIB,d} \leq M_{STA,d}$	0.42	
Verifica a scorrimento			
Azione di scorrimento di progetto	$E_{SCOR,d}$	16.23	kN
angolo di scorrimento	δ_d	0.407	rad
Resistenza a scorrimento di progetto	$R_{SCOR,d} = R_{SCOR} / \gamma_R$	16.50	kN
rapporto di verifica a scorrimento	$E_{SCOR,d} \leq R_{SCOR,d}$	0.98	
Verifica a capacità portante			
momento calcolato	$M_A = M_{STA} - M_{RIB}$	56.99	kNm
azione verticale agente alla base del muro	N	78.41	kN
azione orizzontale agente alla base del muro	T	16.23	kN
momento agente alla base del muro	$M = N e$	-3.78	kNm
braccio	d	0.73	m
eccentricità	e	-0.05	m
base fondazione	B'	1.45	m
pressione in A	p_A	60.02	kPa
pressione in Z	p_Z	41.16	kPa
Calcolo capacità in condizione drenate - Brich-Hansen 1970			
$q_{u,lim} = c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$			
angolo di attrito terreno	ϕ_d	35.00	°
coefficiente di spinta passivo	$K_p \tan^2(45+\phi'/2)$	3.69	
coefficiente di spinta a riposo	$K_0 1-\sin(\phi')$	0.43	
coefficiente di spinta attivo	$K_a \tan^2(45-\phi'/2)$	0.27	
sovraccarico ai lati della fondazione	$q D_{\gamma d}$	9.50	kPa
coefficienti di portata	$N_q e^{\pi \tan \phi K_p}$	33.30	
	$N_c (N_q - 1) \cot \phi$	46.12	
	$N_\gamma 2 (N_q - 1) \tan \phi$	45.23	
fattori di forma	$s_q 1+(B'/L') \tan \phi'$	1.41	
	$s_c 1+(B'/L')(N_q/N_c)$	1.42	
	$s_\gamma 1-0,4 (B'/L')$	0.77	
fattori di profondità	$d_q 1+2 \tan \phi (1-\sin \phi)^2 (D/B')$	1.09	
	$d_c d_q - (1-d_q)/(N_c \tan \phi)$	1.09	
	$d_\gamma 1$	1.00	
fattori di inclinazione del carico	$m_B (2+B/L)/(1+B/L)$	1.62	
	$m_L (2+L/B)/(1+L/B)$	1.38	
	$m m_L \cos^2 \theta + m_B \cos^2 \theta$	1.38	
per c=0	$i_q (1-H/V)^m$	0.73	
	i_c	0	
	$i_\gamma (1-H/V)^{m+1}$	0.58	
	$q_{u,lim}$	642	kPa
	$q_{u,d}$	535	kPa
rapporto di verifica a capacità portante	$p_{max} \leq q_{u,d}$	0.08	

VERIFICA CONDIZIONE SISMICA kv+

Verifica a ribaltamento			
Momenti ribaltanti	$M_{RIB,d}$	2.96	kNm
Momenti stabilizzanti	$M_{STA,d} = M_{STA}/\gamma_R$	55.67	kNm
rapporto di verifica a ribaltamento	$M_{RIB,d} \leq M_{STA,d}$	0.05	
Verifica a scorrimento			
Azione di scorrimento di progetto	$E_{SCOR,d}$	11.59	kN
angolo di scorrimento	δ_d	0.407	rad
Resistenza a scorrimento di progetto	$R_{SCOR,d} = R_{SCOR} / \gamma_R$	25.54	kN
rapporto di verifica a scorrimento	$E_{SCOR,d} \leq R_{SCOR,d}$	0.45	
Verifica a capacità portante			
momento agente alla base del muro	$M = M_{STA} - M_{RIB}$	52.71	kNm

azione verticale agente alla base del muro	N	59.22	kN
azione orizzontale agente alla base del muro	T	11.59	kN
momento agente alla base del muro	M = Ne	6.81	kNm
braccio	d	0.89	m
eccentricità	e	0.12	m
base fondazione	B'	1.32	m
pressione in A	p _A	21.19	kPa
pressione in Z	p _Z	55.22	kPa
Calcolo capacità in condizione drenate - Brich-Hansen 1970			
$q_{u,d} = c N_c s_c d_c i_c e_c + q N_q s_q d_q i_q e_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma e_\gamma$			
angolo di attrito terreno	ϕ_d	35.00	°
coefficiente di spinta passivo	K _p $\tan^2(45+\phi'/2)$	3.69	
coefficiente di spinta a riposo	K ₀ $1-\sin(\phi')$	0.43	
coefficiente di spinta attivo	K _a $\tan^2(45-\phi'/2)$	0.27	
sovraccarico ai lati della fondazione	q D _{γd}	9.50	kPa
coefficienti di portata	N _q $e^{\pi \tan \phi} K_p$	33.30	
	N _c $(N_q - 1) \cot \phi$	46.12	
	N _γ $2 (N_q - 1) \tan \phi$	45.23	
fattori di forma	s _q $1+(B'/L') \tan \phi'$	1.37	
	s _c $1+(B'/L')(N_q/N_c)$	1.38	
	s _γ $1-0,4 (B'/L')$	0.79	
fattori di profondità	d _q $1+2 \tan \phi (1-\sin \phi)^2 (D/B')$	1.10	
	d _c $d_q - (1-d_q)/(N_c \tan \phi)$	1.10	
	d _γ 1	1.00	
fattori di inclinazione del carico	m _B $(2+B/L)/(1+B/L)$	1.62	
	m _L $(2+L/B)/(1+L/B)$	1.38	
	m $m_L \cos^2 \theta + m_B \cos^2 \theta$	1.38	
per c=0	i _q $(1-H/V)^m$	0.74	
	i _c	0	
	i _γ $(1-H/V)^{m+1}$	0.60	
coefficienti dinamici	e _q $1-0,32k_h$	0.98	
	e _c $(1 - k_h / \tan \phi)^{0,35}$	0.98	
	e _γ e _c	0.98	
	q _{u,lim}	618	kPa
	q _{u,d} = q _{u,lim} / γ _R	515	kPa
rapporto di verifica a capacità portante	p _{max} ≤ q _{u,d}	0.11	

VERIFICA CONDIZIONE SISMICA kv+ e q=0

Verifica a ribaltamento

Momenti ribaltanti	M _{RIB,d}	2.96	kNm
Momenti stabilizzanti	M _{STA,d} = M _{STA} /γ _R	48.63	kNm
rapporto di verifica a ribaltamento	M _{RIB,d} ≤ M _{STA,d}	0.06	

Verifica a scorrimento

Azione di scorrimento di progetto	E _{SCOR,d}	11.59	kN
angolo di scorrimento	δ _d	0.407	rad
Resistenza a scorrimento di progetto	R _{SCOR,d} = R _{SCOR} / γ _R	21.96	kN
rapporto di verifica a scorrimento	E _{SCOR,d} ≤ R _{SCOR,d}	0.53	

Verifica a capacità portante

momento agente alla base del muro	M = M _{STA} - M _{RIB}	45.67	kNm
azione verticale agente alla base del muro	N	50.91	kN
azione orizzontale agente alla base del muro	T	11.59	kN
momento agente alla base del muro	M = Ne	6.21	kNm
braccio	d	0.90	m
eccentricità	e	0.12	m
base fondazione	B'	1.31	m
pressione in A	p _A	17.32	kPa

pressione in Z	p_z	48.37	kPa
Calcolo capacità in condizione drenate - Brich-Hansen 1970			
$q_{u,d} = c N_c s_c d_c i_c e_c + q N_q s_q d_q i_q e_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma e_\gamma$			
angolo di attrito terreno	ϕ_d	35.00	°
coefficiente di spinta passivo	$K_p \tan^2(45+\phi'/2)$	3.69	
coefficiente di spinta a riposo	$K_0 1-\sin(\phi')$	0.43	
coefficiente di spinta attivo	$K_a \tan^2(45-\phi'/2)$	0.27	
sovraccarico ai lati della fondazione	$q D_{\gamma d}$	9.50	kPa
coefficienti di portata	$N_q e^{\pi \tan \phi} K_p$	33.30	
	$N_c (N_q - 1) \cot \phi$	46.12	
	$N_\gamma 2 (N_q - 1) \tan \phi$	45.23	
fattori di forma	$s_q 1+(B'/L') \tan \phi'$	1.37	
	$s_c 1+(B'/L')(N_q/N_c)$	1.38	
	$s_\gamma 1-0,4 (B'/L')$	0.79	
fattori di profondità	$d_q 1+2 \tan \phi (1-\sin \phi)^2 (D/B')$	1.10	
	$d_c d_q - (1-d_q)/(N_c \tan \phi)$	1.10	
	$d_\gamma 1$	1.00	
fattori di inclinazione del carico	$m_B (2+B/L)/(1+B/L)$	1.62	
	$m_L (2+L/B)/(1+L/B)$	1.38	
	$m m_L \cos^2 \theta + m_B \cos^2 \theta$	1.38	
per $c=0$	$i_q (1-H/V)^m$	0.70	
	i_c	0	
	$i_\gamma (1-H/V)^{m+1}$	0.54	
coefficienti dinamici	$e_q 1-0,32k_h$	0.98	
	$e_c (1 - k_h / \tan \phi)^{0,35}$	0.98	
	$e_\gamma e_c$	0.98	
	$q_{u,lim}$	571	kPa
	$q_{u,d} = q_{u,lim} / \gamma_R$	476	kPa
rapporto di verifica a capacità portante	$p_{max} \leq q_{u,d}$	0.10	

VERIFICA CONDIZIONE SISMICA kv-

Verifica a ribaltamento

Momenti ribaltanti	$M_{RIB,d}$	2.97	kNm
Momenti stabilizzanti	$M_{STA,d} = M_{STA}/\gamma_R$	47.38	kNm
rapporto di verifica a ribaltamento	$M_{RIB,d} \leq M_{STA,d}$	0.06	

Verifica a scorrimento

Azione di scorrimento di progetto	$E_{SCOR,d}$	10.95	kN
angolo di scorrimento	δ_d	0.407	rad
Resistenza a scorrimento di progetto	$R_{SCOR,d} = R_{SCOR} / \gamma_R$	23.68	kN
rapporto di verifica a scorrimento	$E_{SCOR,d} \leq R_{SCOR,d}$	0.46	

Verifica a capacità portante

momento agente alla base del muro	$M = M_{STA} - M_{RIB}$	44.42	kNm
azione verticale agente alla base del muro	N	54.90	kN
azione orizzontale agente alla base del muro	T	10.95	kN
momento agente alla base del muro	$M = Ne$	1.87	kNm
braccio	d	0.81	m
eccentricità	e	0.03	m
base fondazione	B'	1.48	m
pressione in A	p_A	30.75	kPa
pressione in Z	p_z	40.09	kPa

Calcolo capacità in condizione drenate - Brich-Hansen 1970

$q_{u,d} = c N_c s_c d_c i_c e_c + q N_q s_q d_q i_q e_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma e_\gamma$			
angolo di attrito terreno	ϕ_d	35.00	°
coefficiente di spinta passivo	$K_p \tan^2(45+\phi'/2)$	3.69	
coefficiente di spinta a riposo	$K_0 1-\sin(\phi')$	0.43	
coefficiente di spinta attivo	$K_a \tan^2(45-\phi'/2)$	0.27	

sovraccarico ai lati della fondazione	q	$D_{y,d}$	9.50	kPa
coefficienti di portata	N_q	$e^{\pi \tan \Phi} K_p$	33.30	
	N_c	$(N_q - 1) \operatorname{ctg} \Phi$	46.12	
	N_y	$2 (N_q - 1) \tan \Phi$	45.23	
fattori di forma	s_q	$1 + (B'/L') \tan \Phi'$	1.42	
	s_c	$1 + (B'/L')(N_q/N_c)$	1.43	
	s_y	$1 - 0,4 (B'/L')$	0.76	
fattori di profondità	d_q	$1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 (D/B')$	1.09	
	d_c	$d_q - (1 - d_q)/(N_c \tan \Phi)$	1.09	
	d_y	1	1.00	
fattori di inclinazione del carico	m_B	$(2 + B/L)/(1 + B/L)$	1.62	
	m_L	$(2 + L/B)/(1 + L/B)$	1.38	
	m	$m_L \cos^2 \theta + m_B \cos^2 \theta$	1.38	
per c=0	i_q	$(1 - H/V)^m$	0.74	
	i_c		0	
	i_y	$(1 - H/V)^{m+1}$	0.59	
coefficienti dinamici	e_q	$1 - 0,32 k_h$	0.98	
	e_c	$(1 - k_h / \tan \Phi)^{0,35}$	0.98	
	e_y	e_c	0.98	
	$q_{u,lim}$		644	kPa
	$q_{u,d} = q_{u,lim} / \gamma_R$		536	kPa
rapporto di verifica a capacità portante		$p_{max} \leq q_{u,d}$	0.07	

VERIFICA CONDIZIONE SISMICA kv- e q=0

Verifica a ribaltamento

Momenti ribaltanti	$M_{RIB,d}$	2.97	kNm
Momenti stabilizzanti	$M_{STA,d} = M_{STA}/\gamma_R$	41.62	kNm
rapporto di verifica a ribaltamento	$M_{RIB,d} \leq M_{STA,d}$	0.07	

Verifica a scorrimento

Azione di scorrimento di progetto	$E_{SCOR,d}$	10.95	kN
angolo di scorrimento	δ_d	0.407	rad
Resistenza a scorrimento di progetto	$R_{SCOR,d} = R_{SCOR} / \gamma_R$	20.36	kN
rapporto di verifica a scorrimento	$E_{SCOR,d} \leq R_{SCOR,d}$	0.54	

Verifica a capacità portante

momento agente alla base del muro	$M = M_{STA} - M_{RIB}$	38.65	kNm
azione verticale agente alla base del muro	N	47.21	kN
azione orizzontale agente alla base del muro	T	10.95	kN
momento agente alla base del muro	$M = Ne$	2.07	kNm
braccio	d	0.82	m
eccentricità	e	0.04	m
base fondazione	B'	1.46	m
pressione in A	p_A	25.29	kPa
pressione in Z	p_Z	35.62	kPa

Calcolo capacità in condizione drenate - Brich-Hansen 1970

$q_{u,d} = c N_c s_c d_c i_c e_c + q N_q s_q d_q i_q e_q + 0,5 \gamma B' N_y s_y d_y i_y e_y$				
angolo di attrito terreno	ϕ_d	35.00	°	
coefficiente di spinta passivo	K_p	$\tan^2(45 + \phi'/2)$	3.69	
coefficiente di spinta a riposo	K_0	$1 - \sin(\phi')$	0.43	
coefficiente di spinta attivo	K_a	$\tan^2(45 - \phi'/2)$	0.27	
sovraccarico ai lati della fondazione	q	$D_{y,d}$	9.50	kPa
coefficienti di portata	N_q	$e^{\pi \tan \Phi} K_p$	33.30	
	N_c	$(N_q - 1) \operatorname{ctg} \Phi$	46.12	
	N_y	$2 (N_q - 1) \tan \Phi$	45.23	
fattori di forma	s_q	$1 + (B'/L') \tan \Phi'$	1.41	
	s_c	$1 + (B'/L')(N_q/N_c)$	1.42	
	s_y	$1 - 0,4 (B'/L')$	0.77	

fattori di profondità	d_q	$1+2 \tan\Phi(1-\sin\Phi)^2 (D/B')$	1.09
	d_c	$d_q - (1-d_q)/(N_c \tan\Phi)$	1.09
	d_v	1	1.00
fattori di inclinazione del carico	m_B	$(2+B/L)/(1+B/L)$	1.62
	m_L	$(2+L/B)/(1+L/B)$	1.38
	m	$m_L \cos^2 \theta + m_B \cos^2 \theta$	1.38
per $c=0$	i_q	$(1-H/V)^m$	0.69
	i_c		0
	i_v	$(1-H/V)^{m+1}$	0.53
coefficienti dinamici	e_q	$1-0,32k_h$	0.98
	e_c	$(1 - k_h / \tan \Phi)^{0,35}$	0.98
	e_v	e_c	0.98
	$q_{u,lim}$		593 kPa
	$q_{u,d} = q_{u,lim} / \gamma_R$		494 kPa
rapporto di verifica a capacità portante	$p_{max} \leq q_{u,d}$		0.07

8.2.5. Verifica di stabilità globale

La verifica della stabilità globale dell'insieme muro-terreno è la medesima riportata al precedente paragrafo di verifica del muro della ciclabile pertanto si riconduce ai medesimi risultati.

8.2.6. Riepilogo dei risultati

Riassunto verifiche geotecniche	RIB	SCO	PORT
statica	0.42	0.98	0.08
sismica kv+	0.05	0.45	0.11
sismica kv+ q=0	0.06	0.53	0.10
sismica kv-	0.06	0.46	0.07
sismica kv- q=0	0.07	0.54	0.07
stabilità globale	0.36		
Riassunto verifiche strutturali	taglio		0.11
	momento		0.33

8.3. Parapetto su muro terminale

Il parapetto è posizionato al di sopra del muro di sostegno terminale. Ha sviluppo di 2.0m, altezza 1.00m e realizzato con 3 montanti e corrimano a profili Ø60.3x5mm.

Il montante è fissato alla base con piastra in acciaio e 4 tirafondi Ø12 iniettati con resina epossidica e lunghezza di ancoraggio pari a circa 100mm.

8.3.1. Montante

PROFILO TUBOLARE DEL MONTANTE

Profilo	Tondo Ø60.3 sp.5mm	
lunghezza del profilo	L	m

Caratteristiche geometriche e inerziali

d _e mm	d _i mm	s mm	A mm ²	A _v mm ²	I mm ⁴	W _E mm ³
60.3	50	5.0	869	553	334766	11103

Materiale

acciaio	f _{yk} MPa	f _{ik} MPa	E MPa	G MPa	γ _{m0,1}	g kg/m
S235	235	360	210000	80769	1.05	6.83

Classificazione della sezione

riferimento normativo				Tab.4.2.III (NTC18)	
d/s	$\varepsilon = (235/f_{yk})^{1/2}$			limite	cl. Sezione
12.06	1.00			50.0	1.0

Sollecitazioni

combinazione	N _{Ed} kN	V _{Ed,x} kN	V _{Ed,y} kN	M _{Ed,x} kNm	M _{Ed,y} kNm	T _{Ed} kNm
SLU folla			2.25	2.25		

Verifiche elastica della sezione

combinazione	SLU folla
--------------	-----------

VERIFICA DI RESISTENZA TENSIONALE		NTC 2018 - §4.2.4.1.2	
tensioni normali	$\sigma_{z,Ed} = N_{Ed}/A + M_{Ed,x}/W_{el,x} + M_{Ed,y}/W_{el,y} $	202.6	N/mm ²
tensioni tangenziali	$\tau_{Ed} = V_{Ed,x}/A_{vx} + V_{Ed,y}/A_{vy} + T_{Ed}/W_t $	4.1	N/mm ²
tensione ideale	$\sigma_{id,Ed} = (\sigma_{z,Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2)^{1/2}$	202.8	N/mm ²
VERIFICA	$\sigma_{id,Ed} / (f_{yk}/\gamma_{m0}) \leq 1$	0.91	

8.3.2. Piastra di base

Si riportano le verifiche lato calcestruzzo, più significative.

Basi della progettazione

Ancorante

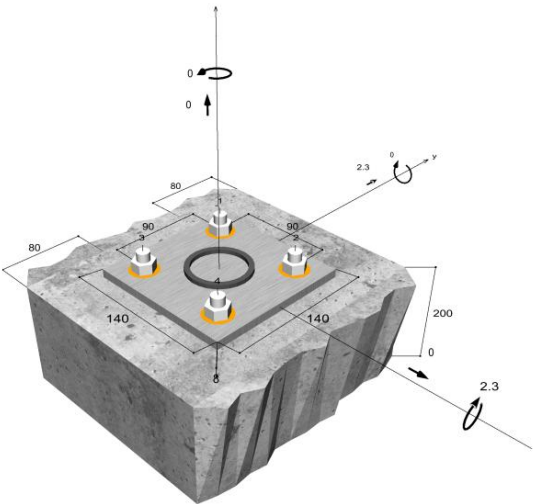
Sistema	tipo fischer Sistema a iniezione FIS EM plus
Ancorante chimico ad iniezione	FIS EM Plus 390 S
Elemento di fissaggio	Barra filettata FIS A M 12 x 120 8.8, Acciaio zincato, Classe di resistenza 8.8
Profondità di ancoraggio	71.00 mm
Dati di progetto	Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo Valutazione Tecnica Europea ETA-17/0979, Opzione 1, Emesso 10/02/2025



Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



Dati di input

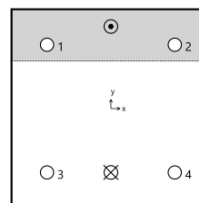
Metodo di progettazione	Metodo di progettazione EN 1992-4:2017: Ancoranti chimici
Materiale di base	C20/25, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Non fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	Armatura normale o senza armatura. Senza armatura di bordo
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito
Tipo di carico	Statico
Distanziato	Nessuna flessione
Dimensioni piastra di ancoraggio	Ancorante fissato sul materiale di base
Tipo di profilo	140 mm x 140 mm x 8 mm
	Tubo (60,3 x 5)

Carichi di progetto *)

#	N _{Ed} kN	V _{Ed,x} kN	V _{Ed,y} kN	M _{Ed,x} kNm	M _{Ed,y} kNm	M _{T,Ed} kNm	Tipo di carico
1	0.00	0.00	2.30	-2.30	0.00	0.00	Statico

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	0.00	0.58	0.00	0.58
2	0.00	0.58	0.00	0.58
3	11.18	0.58	0.00	0.58
4	11.18	0.58	0.00	0.58



max. deformazione a compressione del calcestruzzo : 0.29 ‰
 max. tensione di compressione del calcestruzzo : 8.8 N/mm²
 Forza risultante di trazione : 22.4 kN , Coordinate x/y (0 / -45)
 Forza risultante di compressione : 22.4 kN , Coordinate x/y (0 / 57.9)

Resistenza di progetto a trazione

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β _N %
Rottura dell'acciaio *	11.2	44.9	24.9
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	22.4	38.7	57.8
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	22.4	22.6	98.9
Fessurazione	22.4	49	45.6

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$



N _{Rk,s} kN	γ _{Ms}	N _{Rd,s} kN	N _{Ed} kN	β _{N,s} %
67.4	1.50	44.9	11.2	24.9

Ancorante n°	β _{N,s} %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	0.0	1	β _{N,s;1}
2	0.0	2	β _{N,s;2}
3	24.9	3	β _{N,s;3}
4	24.9	4	β _{N,s;4}

Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$



$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np}$$

Equazione (7.13)

$$N_{Rk,p} = 50.32 \text{ kN} \cdot \frac{56'510 \text{ mm}^2}{45'369 \text{ mm}^2} \cdot 0.925 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 58.00 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \Psi_{sus} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = 1.00 \cdot \pi \cdot 12 \text{ mm} \cdot 71 \text{ mm} \cdot 18.8 \text{ N/mm}^2 = 50.32 \text{ kN}$$

Equazione (7.14)

$$\Psi_{sus} = 1.00$$

Equazione (7.14a)

$$\alpha_{sus} = 0.00 \leq \Psi_{sus}^0 = 1.00$$

$$s_{cr,Np} = \min \left(7.3 \cdot d \cdot \left(\Psi_{sus} \cdot \tau_{Rk,ucr} \right)^{0.5} ; 3 \cdot h_{ef} \right)$$

Equazione (7.15)

$$s_{cr,Np} = \min \left(7.3 \cdot 12 \text{ mm} \cdot \left(1.00 \cdot 18.8 \text{ N/mm}^2 \right)^{0.5} ; 3 \cdot 71 \text{ mm} \right) = 213 \text{ mm}$$

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = \frac{213 \text{ mm}}{2} = 107 \text{ mm}$$

Equazione (7.16)

$$\Psi_{s,Np} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{80mm}{107mm} = 0.925 \leq 1$$

Equazione (7.20)

$$\Psi_{g,Np} = \max\left(1; \Psi_{g,Np}^0 - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot \left(\Psi_{g,Np}^0 - 1\right)\right) = 1.000 - \sqrt{\frac{90mm}{213mm}} \cdot (1.000 - 1) = 1.000 \geq 1$$

Equazione (7.17)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \max\left(1; \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1.5}\right)$$

Equazione (7.18)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \max\left(1; \sqrt{2} - (\sqrt{2} - 1) \cdot \left(\frac{18.8N/mm^2}{11.0N/mm^2}\right)^{1.5}\right) = 1.000 \geq 1$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} = \frac{11}{3.14 \cdot 12mm} \sqrt{71mm \cdot 20.0N/mm^2} = 11.0N/mm^2$$

Equazione (7.19)

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2e_a}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1$$

Equazione (7.21)

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{213mm}} = 1.000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{213mm}} = 1.000 \leq 1$$

$$\Psi_{re,Np} = 1.000$$

Equazione (7.5)

N_{Rk,p} kN	Y_{mp}	N_{Rd,p} kN	N_{Ed} kN	β_{N,p} %
58	1.50	38.7	22.4	57.8

Ancorante n°	β_{N,p} %	Gruppo n°	Beta decisivo
3, 4	57.8	1	β _{N,p;1}

Rottura per formazione del cono di calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (\mathbf{N_{Rd,c}})$$



$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N}$$

Equazione (7.1)

$$N_{Rk,c} = 29.43kN \cdot \frac{56'510mm^2}{45'369mm^2} \cdot 0.925 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 33.92kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} = 11.0 \cdot \sqrt{20.0N/mm^2} \cdot (71mm)^{1.5} = 29.43kN$$

Equazione (7.2)

$$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{80mm}{107mm} = 0.925 \leq 1$$

Equazione (7.4)

$$\Psi_{re,N} = 1.000$$

Equazione (7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_a}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1$$

Equazione (7.6)

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{213mm}} = 1.000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{213mm}} = 1.000 \leq 1$$

$$\Psi_{M,N} = 1.00 \geq 1$$

Equazione

N_{Rk,c} kN	Y_{Mc}	N_{Rd,c} kN	N_{Ed} kN	β_{N,c} %
33.9	1.50	22.6	22.4	98.9

Ancorante n°	β_{N,c} %	Gruppo n°	Beta decisivo
3, 4	98.9	1	β _{N,c;1}

Fessurazione dovuta al carico



$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}} \quad (\mathbf{N_{Rd,sp}})$$

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,sp}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{h,sp} \quad \text{Equazione (7.23)}$$

$$N_{Rk,sp} = 29.43kN \cdot \frac{32'944mm^2}{20'164mm^2} \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.529 = 73.53kN$$

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,sp}}\right) = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{80mm}{71mm}\right) = 1.000 \leq 1 \quad \text{Equazione (7.4)}$$

$$\Psi_{re,N} = 1.000 \quad \text{Equazione (7.5)}$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2c_a}{s_{cr,sp}}} = \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1 \quad \text{Equazione (7.6)}$$

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{142mm}} = 1.000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{142mm}} = 1.000 \leq 1$$

$$\Psi_{h,sp} = \min\left(\left(\frac{h}{h_{min}}\right)^{2/3}; \max\left(1; \left(\frac{h_{ef} + 1.5 c_1}{h_{min}}\right)^{2/3}\right); 2\right) \quad \text{Equazione (7.24)}$$

$$\Psi_{h,sp} = \min\left(\left(\frac{200mm}{101mm}\right)^{2/3}; \max\left(1; \left(\frac{71mm + 1.5 \cdot 80mm}{101mm}\right)^{2/3}\right); 2\right) = 1.529$$

N_{Rk,sp} kN	Y_{Msp}	N_{Rd,sp} kN	N_{Ed} kN	β_{N,sp} %
73.5	1.50	49	22.4	45.6

Ancorante n°	β_{N,sp} %	Gruppo n°	Beta decisivo
3, 4	45.6	1	β _{N,sp;1}

Resistenza a taglio

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_v %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	0.6	27	2.1
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	2.3	60.6	3.8
Rottura del bordo di calcestruzzo	2.3	11.9	19.3

Rottura dell'acciaio senza braccio di leva



$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (\mathbf{V_{Rd,s}})$$

$$V_{Rk,s} = k_T \cdot V_{Rk,s}^0 = 1.00 \cdot 33.70kN = 33.70kN \quad \text{Equazione (7.35)(7.36)}$$

V_{Rk,s} kN	Y_{Ms}	V_{Rd,s} kN	V_{Ed} kN	β_{Vs} %
33.7	1.25	27	0.6	2.1

Ancorante n°	β_{Vs} %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	2.1	1	β _{Vs;1}
2	2.1	2	β _{Vs;2}
3	2.1	3	β _{Vs;3}
4	2.1	4	β _{Vs;4}

Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico



$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,cp})$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 2 \cdot 45.47 kN = 90.94 kN$$

Equazione
(7.39c)

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N}$$

Equazione
(7.1)

$$N_{Rk,c} = 29.43 kN \cdot \frac{75'750 mm^2}{45'369 mm^2} \cdot 0.925 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 45.47 kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} = 11 \cdot \sqrt{20.0 N/mm^2} \cdot (71 mm)^{1.5} = 29.43 kN$$

Equazione
(7.2)

$$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{80 mm}{107 mm} = 0.925 \leq 1$$

Equazione
(7.4)

$$\Psi_{re,N} = 1.000$$

Equazione
(7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \epsilon_{se}}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(7.6)

$$\Psi_{M,N} = 1.00 \geq 1$$

Equazione
(7.7)

$V_{Rk,cp}$ kN	γ_{Mc}	$V_{Rd,cp}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,cp}$ %
90.9	1.50	60.6	2.3	3.8

Ancorante n°	$\beta_{V,cp}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2, 3, 4	3.8	1	$\beta_{V,cp;1}$

Rottura del bordo di calcestruzzo



$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,c})$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \Psi_{s,V} \cdot \Psi_{h,V} \cdot \Psi_{\alpha,V} \cdot \Psi_{ec,V} \cdot \Psi_{re,V}$$

Equazione
(7.40)

$$V_{Rk,c} = 12.99 kN \cdot \frac{39'600 mm^2}{28'800 mm^2} \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 17.87 kN$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1.5}$$

Equazione
(7.41)

$$V_{Rk,c}^0 = 2.4 \cdot (12 mm)^{0.094} \cdot (71 mm)^{0.068} \cdot \sqrt{20.0 N/mm^2} \cdot (80 mm)^{1.5} = 12.99 kN$$

$$\alpha = 0.1 \cdot \sqrt{\frac{l_f}{c_1}} = 0.1 \cdot \sqrt{\frac{71 mm}{80 mm}} = 0.094 \quad \beta = 0.1 \cdot \left(\frac{d}{c_1}\right)^{0.2} = 0.1 \cdot \left(\frac{12 mm}{80 mm}\right)^{0.2} = 0.068$$

Equazione
(7.42/7.43)

$$\Psi_{s,V} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_2}{1.5 c_1} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{120 mm}{1.5 \cdot 80 mm} = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(7.45)

$$\Psi_{h,V} = \max\left(1; \sqrt{\frac{1.5 c_1}{h}}\right) = \max\left(1; \sqrt{\frac{1.5 \cdot 80 mm}{200 mm}}\right) = 1.000 \geq 1$$

Equazione
(7.46)

$$\Psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0.5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} = \sqrt{\frac{1}{(\cos 0.0)^2 + (0.5 \cdot \sin 0.0)^2}} = 1.000 \geq 1$$

Equazione
(7.48)

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2 \epsilon_{se}}{3 c_1}} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 mm}{3 \cdot 80 mm}} = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(7.47)

$$\Psi_{re,V} = 1.000$$

$V_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$V_{Rd,c}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,c}$ %
17.9	1.50	11.9	2.3	19.3

Ancorante n°	$\beta_{V,c}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2	19.3	1	$\beta_{V,c;1}$
3, 4	9.2	2	$\beta_{V,c;2}$

Risultato dei carichi di trazione e taglio

Carichi di trazione	Utilizzo β_N %	Carichi di taglio	Utilizzo β_V %
Rottura dell'acciaio *	24.9	Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	2.1
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	57.8	Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	3.8
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	98.9	Rottura del bordo di calcestruzzo	19.3
Fessurazione	45.6		

* Ancorante più sfavorevole

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

Utilizzo dell'acciaio			Verifica soddisfatta	Equazione (7.55)
$\beta_{N,s} = \beta_{N,s;4} = 0.25 \leq 1$				
$\beta_{V,s} = \beta_{V,s;1} = 0.02 \leq 1$				
$\beta_N^2 + \beta_V^2 = \beta_{N,s;4}^2 + \beta_{V,s;1}^2 = 0.06 \leq 1$				
Utilizzo del calcestruzzo				Equazione (7.57)
$\beta_{N,c} = \beta_{N,c;1} = 0.99 \leq 1$				
$\beta_{V,c} = \beta_{V,c;1} = 0.19 \leq 1$				
$\frac{\beta_N + \beta_V}{1.2} = \frac{\beta_{N,c;1} + \beta_{V,c;1}}{1.2} = 0.98 \leq 1$				

9. GIUDIZIO MOTIVATO

Le verifiche principali sono state realizzate con fogli di calcolo prodotti dallo scrivente pertanto i risultati non necessitano di ulteriore validazione.

Udine, luglio 2025

il progettista strutturale e direttore lavori
dott. ing. Ilaria Cimarosti