

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

FABBRICATI

SSE km 5+750 - Generale - Muri di recinzione

Relazione di calcolo muri di recinzione

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 CL MU3500 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Ott-2020	G.Romano	Ott-2020	M.D'Amico	Ott-2020	D.Tiberti
								Ott-2020

NN1X.0.0.D.78.CL.MU.35.0.0.001.A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
3.1.1	Documenti di progetto.....	5
3.1.2	Normativa e istruzioni.....	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	6
4.1	CALCESTRUZZO	6
4.1.1	Magrone	6
4.1.2	Calcestruzzo per opere di sostegno	6
4.1.3	Acciaio per cemento armato.....	6
4.1.4	Copriferri minimi	7
5	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA	8
6	CRITERI DI VERIFICA	10
6.1	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE.....	10
6.1.1	Verifica a scorrimento.....	11
6.1.1	Verifica a ribaltamento	11
6.1.2	Verifica a carico limite della fondazione	12
6.1.3	Verifica a stabilità globale.....	12
6.2	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE	13
6.3	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE)	15
6.4	VERIFICHE GEOTECNICHE – URTO VEICOLARE	15
6.5	VERIFICHE STRUTTURALI SLU	15
6.5.1	Criteri di verifica delle sezioni in c.a.	15
6.5.2	Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione - pressoflessione	15
6.5.3	Verifica agli stati limite ultimi a taglio	16
6.6	VERIFICHE STRUTTURALI SLE.....	17
6.6.1	Verifiche alle tensioni.....	17
6.6.2	Verifiche a fessurazione	18
6.7	VERIFICHE STRUTTURALI - URTO.....	19
7	ANALISI DEI CARICHI.....	20
7.1	PESO PROPRIO MURO A MENSOLA	20
7.2	PESI PROPRI ELEMENTI SORPONTANTI MURO A MENSOLA	20
7.3	CONDIZIONI DI SPINTA SU MURO IN CONDIZIONI STATICHE	20
7.4	SOVRACCARICO ACCIDENTALE SU TERRAPIENO	21
7.5	URTO DA TRAFFICO STRADALE	21
7.6	AZIONE SISMICA	22
8	COMBINAZIONI DI CARICO	28
9	PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO	32
9.1	DATI DI INPUT	32
9.1	CALCOLO DELLE AZIONI	35
9.1.1	Forze verticali e inerziali	35
9.1.2	Spinte in condizione statica.....	37
9.1.3	Spinte in condizione sismica+	38
9.1.4	Spinte in condizione sismica-	39
9.1.5	Spinte in presenza di urto.....	40
9.2	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	41

9.2.1	Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale	41
9.2.2	Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale.....	43
9.2.3	Verifica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale in presenza di urto.....	47
9.2.4	Verifica di stabilità globale.....	49
9.3	VERIFICHE STRUTTURALI	53
9.3.1	Calcolo delle sollecitazioni	53
9.3.2	Verifiche SLU	55
9.3.3	Verifiche tensione.....	57
9.3.4	Verifiche fessurazione	57
9.3.5	Verifiche strutturali in presenza di urto	58
10	INCIDENZA	61

1 PREMESSA

Nell'ambito dei lavori relativi all'infrastruttura del completamento della metropolitana di Salerno verranno realizzati gli impianti della sottostazione elettrica SSE alla progressiva chilometrica 5+750 km.

La presente relazione ha come oggetto il calcolo fondazione dei muri di recinzione previsti lungo il perimetro del fabbricato SSE.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

In corrispondenza della sottostazione SSE al km 5+750 è previsto muro perimetrale, a sostegno di una recinzione di tipo prefabbricato, come riportato nella seguente figura:

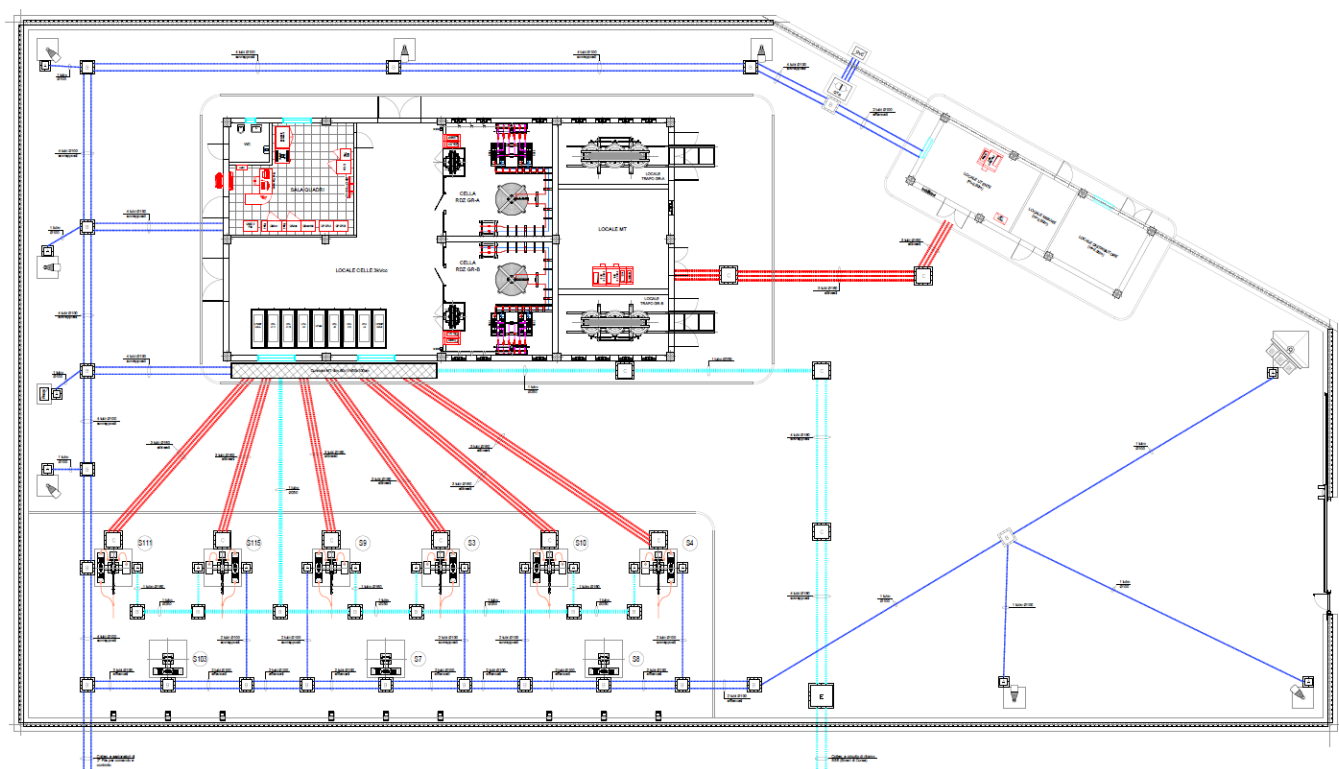
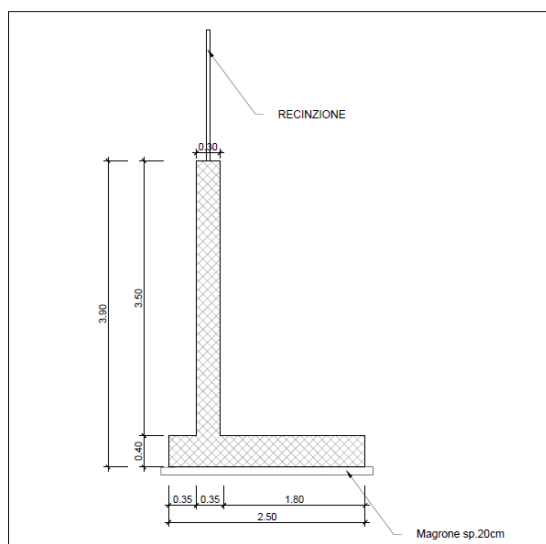


Figura 1 – Pianta fabbricato SSE km 5+750.

I muri in esame sono di due tipologie: il primo è un muro di sostegno con recinzione sovrastante, con fondazione di lunghezza e spessore rispettivamente di 2.5 m e 0.40 m, e con altezza e spessore del paramento pari rispettivamente a 3.50 m e 0.30 m; il secondo è un muro di recinzione del piazzale con fondazione di lunghezza e spessore rispettivamente di 1.0 m e 0.40 m, e con altezza e spessore del paramento pari rispettivamente a 1.60 m e 0.30 m. A favore di sicurezza viene dimensionato a favore di sicurezza il muro di dimensioni maggiori, in cui la spinta del terreno agisce per un'altezza di 2.20 m sul paramento.

SEZIONE MURO DI SOSTEGNO CON RECINZIONE

Scala 1:50



SEZIONE MURO CON RECINZIONE DEL PIAZZALE

Scala 1:50

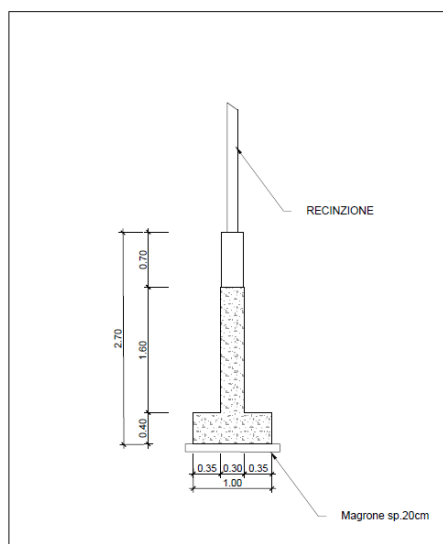


Figura 2 – Sezioni muri di recinzione.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1.1 Documenti di progetto

- NN1X00D78RHGE0600001 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Relazione di caratterizzazione geotecnica generale”;
- NN1X00D78L6GE0600001 ÷ NN1400D78L6GE0600006 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Profilo geotecnico linea – Tav. 1 ÷ 6”;
- NN1X00D78PAPT0100001 – “PROGETTO DEFINITIVO – FABBRICATI – SSE km 5+750 – Corpo stradale piazzale tecnologico – Planimetria di progetto”;
- NN1X00D78BCPT0100004 – “PROGETTO DEFINITIVO – FABBRICATI – SSE km 5+750 – Corpo stradale piazzale tecnologico – Carpenteria fondazione Blocco trasformatori”.

3.1.2 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2;

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 D Dicembre 2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 Magrone

- Classe di resistenza C12/15;
- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 15 \text{ kg/m}^3$;
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 12 \text{ kg/m}^3$;
- Classe di esposizione X0;
- Classe di consistenza slump S3.

4.1.2 Calcestruzzo per opere di sostegno

- | | |
|--|--|
| Conglomerato classe di resistenza | C30/37: |
| Classe di esposizione | XC3 |
| Resistenza cubica caratteristica a compressione | 37MPa |
| – $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$ | Resistenza caratteristica a compressione; |
| – $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 17.4 \text{ N/mm}^2$ | Resistenza di calcolo a compressione del cls; |
| – $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2.94 \text{ N/mm}^2$ | Resistenza media a trazione del cls; |
| – $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.06 \text{ N/mm}^2$ | Resistenza caratteristica a trazione del cls; |
| – $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.37 \text{ N/mm}^2$ | Resistenza di calcolo a trazione del cls. |
| – $f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 4.63 \text{ N/mm}^2$ | Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls, |
| dove $\eta = 1.0$ per barre di diametro inferiore a 32 mm; | |
| – $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.09 \text{ N/mm}^2$ | Resistenza di calcolo di aderenza del cls. |
| – $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \text{ N/mm}^2$ | Resistenza media cilindrica a compressione del cls; |
| – $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33019.4 \text{ N/mm}^2$ | Modulo elastico del calcestruzzo |
| – $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 16.89 \text{ N/mm}^2$ | tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara; |
| – $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 12.28 \text{ N/mm}^2$ | tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm |
| – ACCIAIO | |

4.1.3 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- acciaio B450C

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
- modulo elastico $E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.
- tensione massima di esercizio per l'acciai $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 337,50 \text{ N/mm}^2$.

4.1.4 Copriferrì minimi

Opere di fondazione	$c \geq 40\text{mm}$
Opere in elevazione in vista	$c \geq 35\text{mm}$
Opere in elevazione interrate o non ispezionabili	$c \geq 40\text{mm}$.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica: si riportano di seguito i terreni su cui poggiano le opere analizzate, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati.

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità	Modulo di deformabilità "operativo" per opere di sostegno e fondazioni $E' = E_0/5$
	γ	ϕ'	c'	C_u	$E_0^{(1)}$		k	E'
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
Riporto								
R ⁽²⁾	18-20	31-33	-	-	100-150	5-25	Var.	20-30
Argilla scarsa consistenza								
A1 ⁽³⁾	16-18	19-21	5-10	20-40	100-300 z<30 m	<5	5.6 E ⁻⁰⁸	20-60 z<30 m
Argilla media consistenza								
A2 ⁽⁴⁾	18-20	19-23	10-20	70-120	300-400 z<30 m	5-40	5.6 E ⁻⁰⁸	60-80 z<30 m
Limo scarsa consistenza								
L1 ⁽⁵⁾	17-19	22-25	2-5	20-50	85-200 z<30 m 200 – 600 30<z<50 m	<10	3.5 E ⁻⁰⁶	17-40 z<30 m 40 – 120 30<z<50 m
Limo media consistenza								
L2 ⁽⁵⁾	17-19	22-25	10-15	45-90	200-350 z<30 m 350-850 30<z<50 m	10-20	3.5 E ⁻⁰⁶	40-70 z<30 m 70-170 30<z<50 m
Limo alta consistenza								
L3 ⁽⁵⁾	17-19	22-25	15-30	90-180	400-470 z<30 m 470-1000 30<z<50m	20-40	3.5 E ⁻⁰⁶	80-94 z<30 m 94-200 30<z<50m
Sabbia Limosa								
SL ⁽⁶⁾	18-20	26-30	0-5	-	200-400 z<36 m	15-30	1.2 E ⁻⁰⁷ - 3.6 E ⁻⁰⁶	40-80 z<36 m
Sabbia media								
S ⁽⁶⁾	18-20	29-33	-	-	400-800 z<36 m	30-50	3.6 E ⁻⁰⁶ - 1.4 E ⁻⁰⁵	80-160 z<36 m
Ghiaia/sabbia								
G/S ⁽⁷⁾	18-19	33-37	-	-	300-800 z<30 m 800-1500 30<z<50 m	30-50	7.8 E ⁻⁰⁵ - 1.5 E ⁻⁰⁴	60-160 z<30 m 160-300 30<z<50 m

Il piazzale viene realizzato in corrispondenza della progressiva 5+750 km, in cui il terreno di fondazione è l'unità geotecnica L2 (lo strato di rilevato viene trascurato a favore di sicurezza).

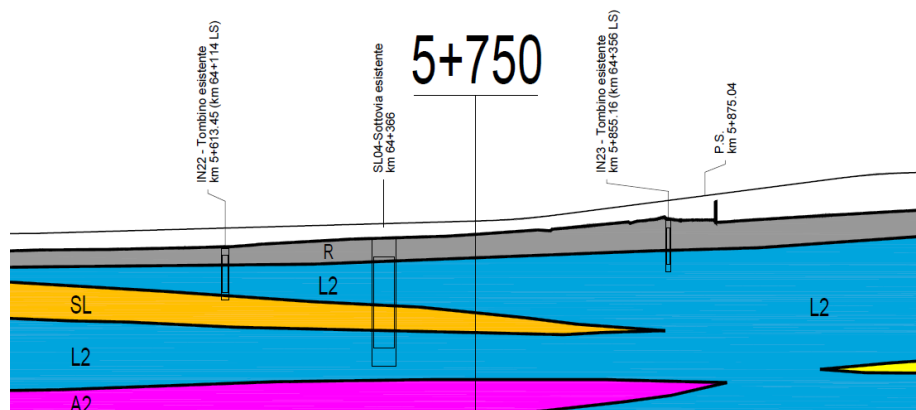


Figura 3 – Profilo geotecnico.

Pertanto i parametri meccanici impiegati nelle verifiche geotecniche sono i seguenti:

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità	Modulo di deformabilità "operativo" per opere di sostegno e fondazioni $E' = E_0/5$
	γ	φ'	c'	C_u	$E_0^{(1)}$		k	E'
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
Limo media consistenza L2 ⁽⁵⁾	18	23	12	65	275	10-20	$3.5 \cdot 10^{-6}$	55

Per quanto riguarda il regime delle acque, si trascura la presenza della falda in quanto posta ad una profondità tale da non interagire con il volume di controllo dell'opera.

Per quanto riguarda il terreno di riporto si considera rilevato stradale le cui caratteristiche sono le seguenti:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;

- $\varphi' = 35^\circ$;

- $c' = 0 \text{ kPa}$.

6 CRITERI DI VERIFICA

6.1 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE

Nelle verifiche di sicurezza si è preso in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i muri di sostegno su fondazione diretta si considerano i seguenti Stati Limite Ultimi:

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 delle NTC2018, secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC18.

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 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI delle NTC18.

Il progetto e la verifica dei muri di sostegno sono stati effettuati con l'ausilio di fogli di calcolo nei quali vengono implementate tutte le caratteristiche geometriche dei muri insieme ai parametri di resistenza geotecnica.

6.1.1 Verifica a scorrimento

La verifica dell'equilibrio allo stato limite di scorrimento viene condotta confrontando l'azione resistente R_h , pari al prodotto della risultante delle forze verticali per il coefficiente d'attrito con l'azione instabilizzante, pari alla risultante di tutte le componenti orizzontali delle forze agenti sul muro.

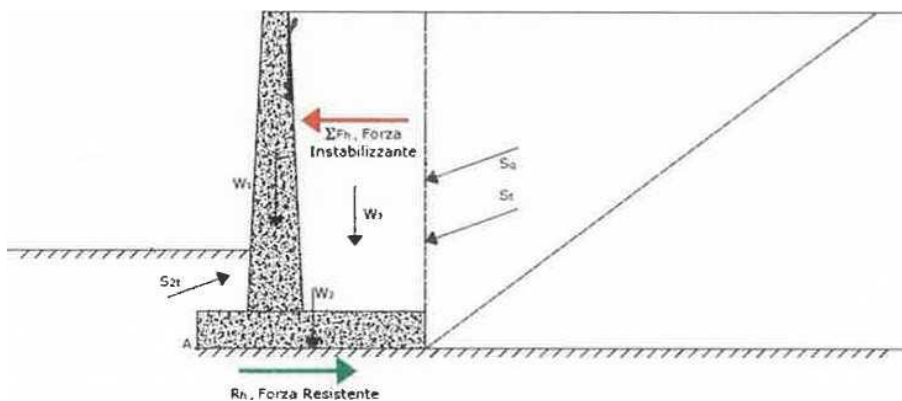


Figura 4 – Verifica a scorrimento.

In condizioni sismiche, ai fini del dimensionamento, si fa riferimento ad un sisma agente da monte verso valle del muro, in direzione orizzontale, dal basso verso l'alto e dall'alto verso il basso, in direzione verticale.

6.1.1 Verifica a ribaltamento

L'equilibrio allo stato limite è condotto confrontando il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti, entrambi rispetto all'estremo A di valle della fondazione.

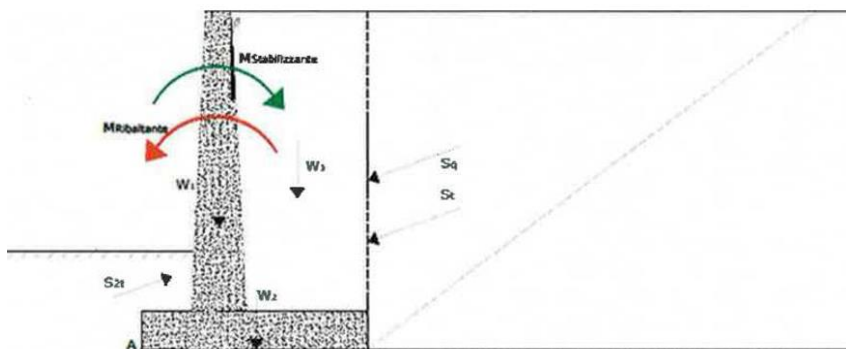


Figura 5 – Verifica a ribaltamento.

6.1.2 Verifica a carico limite della fondazione

Per il calcolo della capacità portante della fondazione si è fatto riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970) integrata dai coefficienti sismici di Paolucci e Pecker (1995), di seguito riportata:

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$$

$$F_s = q_{lim} / q_{es}$$

con $q_{es} = N / (B' * L')$ la pressione dovuta al carico verticale.

6.1.3 Verifica a stabilità globale

Per le verifiche di stabilità dei pendii naturali si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce, in particolare il metodo di Bishop. Si ipotizza una superficie cilindrica di scorrimento potenziale, S, si suddivide idealmente la porzione di terreno delimitato da questa e dalla superficie topografica in n conci e si analizza l'equilibrio limite di ciascun concio.

6.2 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

L'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

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

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \frac{a_g}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (SS) e dell'amplificazione topografica (ST) di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC18.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri 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 studi specifici, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (paragrafo 7.11.1 delle NTC18) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

In condizioni sismiche deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro – terreno con i criteri indicati al paragrafo 7.11.4 delle NTC2018.

Il calcolo della spinta in condizioni sismiche è stato effettuato impiegando la Teoria di Mononobe – Okabe.

La teoria di Mononobe – Okabe fa uso del metodo dell'equilibrio limite e può essere considerata una estensione della teoria di Coulomb, in cui, alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno, sono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$S_{a,t} = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{as} \cdot h^2 \cdot (1 \mp k_v)$$

Il coefficiente k_{as} è valutato, quindi, secondo tale formulazione, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno;

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;

δ = angolo di attrito terrapieno – muro;

θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$\beta \leq \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

$$k_{ps} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

6.3 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE)

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione [6.2.7] delle NTC 2018:

$$E_d \leq C_d$$

essendo E_d e C_d rispettivamente il valore di progetto dell'effetto delle azioni e il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti, rotazioni, distorsioni, ecc.).

In particolare, dovranno essere valutati gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità delle opere stesse e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

6.4 VERIFICHE GEOTECNICHE – URTO VEICOLARE

L'urto rappresenta un carico eccezionale quindi la combinazione di riferimento vede i coefficienti parziali delle azioni e dei materiali pari all'unità.

Si eseguirà la verifica a scorrimento e a ribaltamento per le quali si applica un carico per strade urbane di 500 kN a 0.50 m dal piano della strada e diffuso sulla lunghezza del muro, considerata a favore di sicurezza pari a 10 m.

6.5 VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

6.5.1 Criteri di verifica delle sezioni in c.a.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

6.5.2 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione - pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

6.5.3 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

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

- valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

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

- valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm;}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd};$$

N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

6.6 VERIFICHE STRUTTURALI SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

6.6.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Manuale di progettazione opere civili".

La verifica consiste nel controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

$\sigma_c < 0.55 f_{ck}$ per combinazione di carico caratteristica (rara);

$\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ per combinazione di carico quasi permanente;

$\sigma_s < 0.75 f_k$ per combinazione di carico caratteristica (rara).

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0.75 f_{yk}$

Per il caso in esame risulta in particolare :

Muro di sostegno:

CALCESTRUZZO

$\sigma_{cmax} QP = (0,40 f_{ck}) = 13.28 \text{ MPa}$ (Combinazione di Carico Quasi Permanente)

$\sigma_{cmax} R = (0,55 f_{ck}) = 18.26 \text{ MPa}$ (Combinazione di Carico Caratteristica - Rara)

ACCIAIO

$\sigma_s \max = (0,75 f_{yk}) = 337.5 \text{ MPa}$ (Combinazione di Carico Caratteristica- Rara)

6.6.2 Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 1– Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dalle specifiche RFI (Manuale di progettazione delle opere civili parte II sezione 2 – Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in c.a., c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo) secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

$$\text{Combinazione Caratteristica (Rara)} \quad \delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura prevista al punto " C4.1.2.2.4.5 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

6.7 VERIFICHE STRUTTURALI - URTO

L'urto rappresenta un carico eccezionale quindi la combinazione di riferimento vede i coefficienti parziali delle azioni e dei materiali pari all'unità.

Per le verifiche strutturali si considera la verifica a pressoflessione della sezione di spiccato del paramento per la quale:

$M = [500 * (H_p + 0.5)] / L_c$ momento allo spiccato

$T = 500 / L_c$ taglio allo spiccato

in cui:

$L_c = 0.5 \text{ m} + 2 H_p$ larghezza di ripartizione come descritto al successivo par..

H_p altezza del paramento

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 PESO PROPRIO MURO A MENSOLA

La tipologia di muro oggetto della seguente relazione è costituita da un muro a mensola in c.a. gettato in opera, con una base di fondazione rettangolare di dimensioni pari a 2.5 m x 0.4 m, ed una elevazione con spessore pari a 0.30 m e altezza pari a 2.2 m. Si considera l'altezza del muro fino all'altezza del terreno spingente poiché la restante parte viene aggiunta come carico permanente portato.

Il peso proprio di tale elemento è calcolato automaticamente dal programma di calcolo, che considera il seguente peso specifico del calcestruzzo armato.

calcestruzzo armato $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

7.2 PESI PROPRI ELEMENTI SORPONTANTI MURO A MENSOLA

Il muro a mensola è sormontato da un tratto prefabbricato di altezza pari a 70 cm e spessore 28 cm, che fa da base agli spadoni della recinzione standard, ed è predisposto per l'alloggiamento dell'asta in metallo, perno ϕ 24 da inserire nel cordolo esistente ogni 306 cm. La porzione muro a mensola fuori terra è di 60 cm.

Tali elementi forniscono un carico verticale in testa al muro pari a:

Basamento prefabbricato = $(0.28 \text{ m} * 0.70 \text{ m}) * 25 \text{ kN/m}^3 =$	4.9 kN/m
Spadoni = $[(0.13 \text{ m} * 0.14 \text{ m} * 1.65 \text{ m}) / 0.25 \text{ m}] * 25 \text{ kN/m}^3 =$	3.0 kN/m
Porzione di muro a mensola fuori terra = $(0.3 \text{ m} * 1.3 \text{ m}) * 25 \text{ kN/m}^3 =$	9.75 kN/m
Perno ϕ 24 da inserire nel cordolo esistente ogni 306 cm =	1.0 kN/m
TOTALE =	18.65 kN/m

7.3 CONDIZIONI DI SPINTA SU MURO IN CONDIZIONI STATICHE

Si considera un terrapieno con peso per unità di volume γ , sovraccarico uniforme su terrapieno q , condizioni drenate ed assenza di falda. Alla generica quota z dal piano campagna risulta:

$$\sigma_a = \gamma k_a z + q k_a - 2c' \sqrt{k_a}$$

$$\sigma_p = \gamma k_p z + q k_p - 2c' \sqrt{k_p}$$

Il problema si riconduce quindi al calcolo dei coefficienti di spinta attiva k_a o passiva k_p .

Con riferimento allo schema di Figura 5, in condizioni statiche il coefficiente di spinta attiva e quello di spinta passiva sono valutati attraverso le espressioni di Muller-Breslau (1924):

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\sin^2(\psi - \varphi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\psi + \delta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

La distribuzione delle pressioni è da prassi considerata triangolare, mentre quella dei sovraccarichi è considerata costante con la profondità (rettangolare), per cui il punto di applicazione della spinta delle terre è posto a 1/3 dell'altezza del muro, mentre quella dei sovraccarichi è da considerarsi a metà dell'altezza del muro.

7.4 SOVRACCARICO ACCIDENTALE SU TERRAPIENO

Il sovraccarico accidentale sul terrapieno è assunto pari a 20 kN/mq rappresentativo del sovraccarico stradale. Il sovraccarico accidentale è considerato anche in condizioni sismiche moltiplicato per il coefficiente di combinazione dei carichi di 0,2.

7.5 URTO DA TRAFFICO STRADALE

L'urto rappresenta un carico eccezionale quindi la combinazione di riferimento vede i coefficienti parziali delle azioni e dei materiali pari all'unità.

Si eseguirà la verifica a scorrimento e a ribaltamento per le quali si applica una forza statica equivalente all'urto dei veicoli pari a 150 kN, corrispondente al tipo di strada definita come "Area di parcheggio e autorimesse per veicoli destinati al trasporto di merci" (Tabella 3.6.III NTC18).

Per le verifiche geotecniche si considera la distanza minima tra due giunti strutturali pari a 10 m da cui:

URTO GEOTECNICO			
Forza urto	F	150	kN
Lunghezza muro	L	10	m
Forza in testa al muro	V	15	kN/m
Momento in testa al muro	M	7.5	kNm/m

Per le verifiche strutturali si considera la verifica a pressoflessione della sezione di spicco del paramento per la quale:

URTO STRUTTURALE			
Forza urto	F	150	kN
Applicazione	b	0.5	m
Spessore paramento	s	0.3	m
Altezza paramento	H	2.2	m
Altezza impronta	h	0.25	m
Larghezza impronta	l	0.3	m
Larghezza ripartizione	Lc	5.7	m
Taglio agente	V	26.31579	kN/m
Momento agente	M	71.05263	kNm/m
Sforzo normale	N	16.5	kN/m

7.6 AZIONE SISMICA

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie riportate nella Tabella 3.2.II delle NTC18, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_{seq} .

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* , relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento, sono forniti nelle tabelle riportate in allegato [B] delle NTC18, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno T_R .

L'accelerazione al sito a_g è espressa in g/10, F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a latitudine e longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

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. Nel presente caso la vita nominale è pari a: 75 anni.

Classe d'uso

Si assume la classe d'uso III, pertanto il coefficiente d'uso assunto nei calcoli è pari a: 1,50

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Per l'edificio in questione si ha:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{anni}$$

Avendo indicato con:

V_R = Periodo di Riferimento;

V_N = Vita Nominale;

C_U = coefficiente d'uso.

Parametri di pericolosità sismica di base

Le forme spettrali previste dalle NTC 18 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri che definiscono la pericolosità sismica di base:

- 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.

Le forme spettrali previste dalle NTC 18 sono definite utilizzando come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Esso è definito mediante la seguente relazione attraverso i parametri in esso contenuti.

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = -C_U V_N / \ln(1 - P_{VR})$$

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati;

La vita di riferimento della costruzione è definita come visto precedentemente, mentre la probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} è definita mediante lo stato limite secondo la seguente tabella delle NTC 18 riportate di seguito.

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 2 – Probabilità di superamento in funzione dello stato limite.

Di seguito si riportano i grafici ed i valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a allo stato limite ultimo SLV.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
14.889587

LATITUDINE
40.636186

☐ Ricerca per comune

REGIONE
Campania

PROVINCIA
Salerno

COMUNE
Pontecagnano

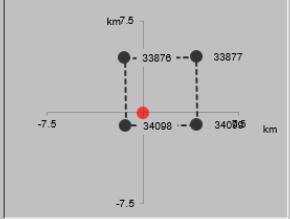
Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito


Reticolo di riferimento


Controllo sul reticolo
☒ Sito esterno al reticolo
☐ Interpolazione su 3 nodi
☒ Interpolazione corretta

Interpolazione
 media ponderata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Classe d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

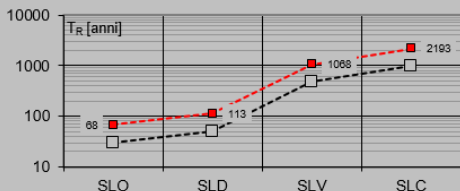
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	
SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
SLD - $P_{VR} = 63\%$	113
Stati limite ultimi - SLU	
SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

--- Strategie per costruzioni ordinarie

--- Strategie scelta

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale ovvero caratteristiche topografiche e stratigrafiche del sottosuolo secondo quanto indicato nel § 7.11.3 NTC 18. Per quanto concerne l'effetto locale della stratigrafia del sottosuolo in mancanza di analisi specifiche si utilizza l'approccio semplificato il quale si basa sull'individuazione la categoria di sottosuolo di riferimento secondo la tabella di seguito riportata delle NTC 18. Sulla base della categoria le NTC 18 definiscono un coefficiente di amplificazione stratigrafica s_s valutato mediante i parametri di pericolosità sismica di base secondo le relazioni nella tabella seguente.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	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.
B	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.
C	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.
D	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.
E	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.

Tabella 3 – Categoria di sottosuolo

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 4 – Espressioni coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s .

A favore di sicurezza, si assume l'area di progetto appartenente alla categoria di sottosuolo di fondazione "E".

Per quanto concerne le caratteristiche della superficie topografica inerente l'opera in oggetto, non essendo di fronte a condizioni topografiche complesse – per cui sono necessarie analisi specifiche – ma bensì di fronte a configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione semplificata secondo la seguente tabella della NTC 18.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 5 – Categorie topografiche.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 6 – Coefficiente di amplificazione topografica S_T .

Nel caso specifico si adotta la categoria topografica T1.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **E** info $S_s = 1.600$ $C_c = 1.546$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE) $\xi = 5$ $\eta = 1.000$ info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU) $\eta = 1$ **Regol. in altezza** **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto $\eta = 1$ $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta info

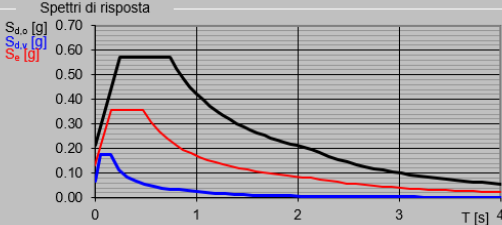
Parametri e punti spettri di risposta info

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta



$S_{d,0}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

T [s]

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Si riportano di seguito i parametri sismici per lo stato limite agli stati limite ultimi

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite S1

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.133 g
F_o	2.700
T_c	0.477 s
S_s	1.600
C_c	1.546
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.600
η	1.000
T_B	0.246 s
T_C	0.738 s
T_D	2.130 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.212
T_B	0.246	0.572
T_C	0.738	0.572
	0.804	0.525
	0.870	0.485
	0.937	0.451
	1.003	0.421
	1.069	0.395
	1.136	0.372
	1.202	0.351
	1.268	0.333
	1.335	0.316
	1.401	0.302
	1.467	0.288
	1.533	0.275
	1.600	0.264
	1.666	0.254
	1.732	0.244
	1.799	0.235
	1.865	0.226
	1.931	0.219
	1.997	0.211
	2.064	0.205
T_D	2.130	0.198
	2.219	0.183
	2.308	0.169
	2.397	0.157
	2.486	0.146
	2.575	0.136
	2.664	0.127
	2.753	0.119
	2.842	0.111
	2.931	0.105
	3.021	0.099
	3.110	0.093
	3.199	0.088
	3.288	0.083
	3.377	0.079
	3.466	0.075
	3.555	0.071
	3.644	0.068
	3.733	0.065
	3.822	0.062
	3.911	0.059
	4.000	0.056

8 COMBINAZIONI DI CARICO

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, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLI):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
 - Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
 - Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
 - Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
 - Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
 - Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]
- Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:
- $$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$
- [2.5.7]

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:

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 secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3).

Per ciascuna verifica si deve tenere conto dei coefficienti parziali per le azioni, dei parametri geotecnici e dei coefficienti di amplificazione per le verifiche di sicurezza, tutti riportati nelle seguenti tabelle.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballasti ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

Tabella 7- Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 8- Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 9- Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno.

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 10- Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le combinazioni sismiche, in maniera del tutto analoga alle combinazioni statiche, sono effettuate con l'approccio 2, ponendo però pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella seguente tabella.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tabella 11 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Le verifiche pseudo-statiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati in condizioni sismiche si eseguono adottando valori unitari dei coefficienti parziali del gruppo A e M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e un coefficiente parziale γ_R pari a 1.2.

Al fine della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si devono considerare, generalmente, le combinazioni riportate nella seguente tabella:

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

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

Tabella 12 - Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico.

Questa fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimo.

I valori dei coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} , ψ_{2j} per le diverse categorie sono riportati nella tabella successiva:

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tabella 13 - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

Per le azioni da urto sono eccezionali, pertanto, si segue la rispettiva combinazione di carico per la sua valutazione.

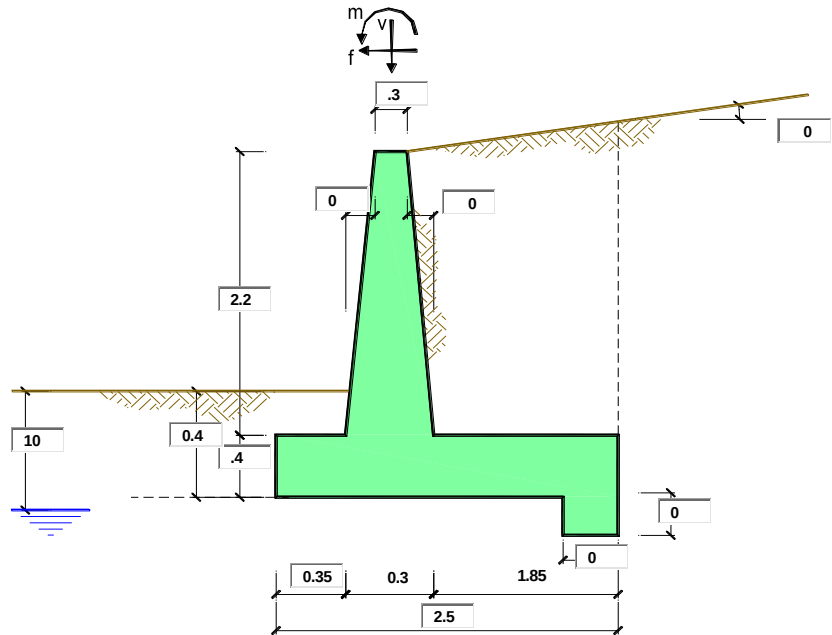
Si ottengono le seguenti combinazioni di carico per le verifiche:

Caso	Peso proprio	Traffico	Pav. Stradale	Spinta	Qecc	$\tan \varphi'$	c'	c_u
A1+M1+R3	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1	1	1
A2+M2+R2	1	1.15	1	1	0	1.25	1.25	1.4
SISMA+M1+R3 (+)	1	0.2	1	1	0	1	1	1
SISMA+M1+R3 (-)	1	0.2	1	1	0	1	1	1
SISMA+M2+R2 (+)	1	0.2	1	1	0	1.25	1.25	1.4
SISMA+M2+R2 (-)	1	0.2	1	1	0	1.25	1.25	1.4
SLE, rara	1	1	1	1	0	1	1	1
SLE, frequente	1	1	1	1	0	1	1	1
SLE, quasi permanente	1	0	1	1	0	1	1	1
ECC, urto	1	0	1	1	1	1	1	1

Tabella 14 - Combinazioni di carico.

9 PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO

9.1 DATI DI INPUT



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.20	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.40	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.35	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.85	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.25	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione statica e sismica

				valori caratteristici SLE	valori di progetto	
					STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	35.00	35.00	35.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		☒ drenate ☐ Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	12.00	12.00	12.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	23.00	23.00	23.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18.00	18.00	18.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18.00	18.00	18.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	5.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	10000		
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.133	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.6	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)		
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.080864	(-)		
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0404	(-)		
	Muro libero di traslare o ruotare		☒ si ☐ no			
					RIBALTAMENTO	
					β_s	0.57
					k_h	0.12130
					k_v	0.06065
					STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.271	0.271	0.271	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.314	0.314	0.337	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.318	0.318	0.346	
	Coeff. Di Spinta Passiva	k_p	2.283	2.283	2.283	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k_{ps+}	2.161	2.161	2.100	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k_{ps-}	2.150	2.150	2.075	
Carichi Agenti						
				valori caratteristici SLE - sisma	valori di progetto	
					STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	18.65	24.25	24.25
	Sovraccarico su zattera di monte ☒ si ☐ no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	20.00	29.00	29.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi1$			1.00	condizione quasi permanente $\Psi2$	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	4.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione eccezionale con urto

				valori caratteristici SLE	valori di progetto	
					STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	35.00	35.00	35.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		☒ drenate ☐ Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	12.00	12.00	12.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	23.00	23.00	23.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18.00	18.00	18.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18.00	18.00	18.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	HS	5.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	10000		
				STR/GEO	RIB	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.271	0.271	0.271	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.314	0.314	0.337	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.318	0.318	0.346	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.283	2.283	2.283	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.161	2.161	2.100	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.150	2.150	2.075	
				valori caratteristici SLE - sisma	valori di progetto	
					STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	18.65	24.25	24.25
	Sovraccarico su zattera di monte ☒ si ☐ no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0.00	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	15.00	21.75	21.75
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	7.50	10.88	10.88
	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi1$		1.00	condizione quasi permanente $\Psi2$		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

9.1 CALCOLO DELLE AZIONI

9.1.1 Forze verticali e inerziali

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Peso del Muro (Pm)					
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	16.50	16.50	16.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	25.00	25.00	25.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	41.50	41.50	41.50
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)					
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	77.33	77.33	77.33
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	34.50	44.85	44.85
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	111.83	122.18	122.18
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	37	53.65	
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	7.4		

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	8.25	8.25	8.25
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	31.25	31.25	31.25
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	39.50	39.50	39.50
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	121.79	121.79	121.79
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	54.34	70.64	70.64
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	176.14	192.44	192.44
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	58.275	84.49875	
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	11.655		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	Pm*kh	(kN/m)	3.36	5.03
Ps v =	Pm*kv	(kN/m)	1.68	2.52

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	Pt*kh	(kN/m)	9.88	14.82
Ptsv =	Pt*kv	(kN/m)	4.94	7.41

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	kh*Pm1*(H2+H3/3)	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 h=	kh*Pm2*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	2.00	3.00
MPs3 h=	kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs4 h=	kh*Pm4*(H2/2)	(kNm/m)	0.40	0.61
MPs5 h=	-kh*Pm5*(Hd/2)	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	2.41	3.61

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	kv*Pm1*(B1+2/3*B2)	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 v=	kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)	(kNm/m)	0.33	0.50
MPs3 v=	kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs4 v=	kv*Pm4*(B/2)	(kNm/m)	1.26	1.90
MPs5 v=	kv*Pm5*(B-Bd/2)	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	1.60	2.40

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	kh*Pt1*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	9.38	14.07
MPts2 h=	kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts3 h=	kh*Pt3*(H2+H3*2/3)	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	9.38	14.07

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)	(kNm/m)	4.92	7.39
MPts2 v=	kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts3 v=	kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	4.92	7.39

9.1.2 Spinte in condizione statica

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 17.40	22.62	22.62
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 13.14	17.08	17.08
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 14.09	20.43	20.43

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 17.40	22.62	22.62
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 13.14	17.08	17.08
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 14.09	20.43	20.43

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 15.08	19.61	19.61
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 17.08	22.21	22.21
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 18.32	26.56	26.56
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

9.1.3 Spinte in condizione sismica +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	17.40	17.40	17.40
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	3.59	3.59	5.53
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	15.24	15.24	16.33
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	3.27	3.27	3.50

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	17.40	17.40	17.40
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3.59	3.59	5.53
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	15.24	15.24	16.33
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3.27	3.27	3.50

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	15.08	15.08	15.08
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	3.11	3.11	4.80
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	24.06	24.06	25.78
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+/3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd^2/2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp+ms$	(kNm/m)	0.00
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.00

9.1.4 Spinte in condizione sismica-

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	17.40	17.40	17.40
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	2.20	2.20	3.48
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	15.43	15.43	16.79
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	3.31	3.31	3.60

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	17.40	17.40	17.40
Sst1h sism = Sst1 sism $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.20	2.20	3.48
Ssq1h perm = Ssq1 perm $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	15.43	15.43	16.79
Ssq1h acc = Ssq1 acc $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	3.31	3.31	3.60

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^- + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps}^- \cdot H_2') \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSst1 stat = Sst1h stat $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/3 - h_d)$	(kNm/m)	15.08	15.08	15.08
MSst1 sism = Sst1h sism $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m)	1.91	1.91	3.02
MSst2 stat = Sst1v stat $\cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism $\cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = Ssq1h $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	24.36	24.36	26.51
MSsq2 = Ssq1v $\cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp + ms	(kNm/m)	0.00
Mfext2 = (fp + fs) $\cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 = (vp + vs) $\cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.00

9.1.5 Spinte in presenza di urto

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	17.40	17.40	17.40
$Sq_{perm} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	13.14	13.14	13.14
$Sq_{acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

$St_h = St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	17.40	17.40	17.40
$Sq_h_{perm} = Sq_{perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	13.14	13.14	13.14
$Sq_h_{acc} = Sq_{acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

$St_v = St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
$Sq_v_{perm} = Sq_{perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
$Sq_v_{acc} = Sq_{acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
$MSt1 = St_h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	15.08	15.08	15.08
$MSt2 = St_v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
$MSq1_{perm} = Sq_h_{perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	17.08	17.08	17.08
$MSq1_{acc} = Sq_h_{acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
$MSq2_{perm} = Sq_v_{perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
$MSq2_{acc} = Sq_v_{acc} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
$MSp = \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$Mfext1 = m_p + m$	(kNm/m)	7.50	7.50	7.50
$Mfext2 = (f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	39.00	39.00	39.00
$Mfext3 = (v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

9.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

9.2.1 Verifica statica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{q_v \text{ perm}} + S_{q_v \text{ acc}} \quad 163.68 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 60.14 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi' \quad 0.42 \quad (-)$$

$$F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.16} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 231.94 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 68.38 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{3.39} \quad > \quad \mathbf{1.15}$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{q_v} (+ S_{ov \text{ acc}}) \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 163.68 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 217.33 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p \quad \begin{matrix} 60.14 \\ 60.14 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$M_M = \sum M \quad \begin{matrix} 163.56 \\ 248.06 \end{matrix} \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - M_M \quad \begin{matrix} 41.04 \\ 23.61 \end{matrix} \quad (\text{kNm/m})$$

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c_1'	coesione terreno di fondaz.	12.00		(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	23.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	7.20		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.25	0.11	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.00	2.28	(m)

 I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi') \cdot \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	8.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	18.05		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	8.20		(-)

 I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.53	0.62	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.47	0.47	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.38	0.40	(-)

 (fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	190.70	198.62	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	2.33	>	1.4
		N_{max}	2.09	>	

9.2.2 Verifica sismica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale

Condizione sismica +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 159.95 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 52.74 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi' \quad 0.42 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.29 \quad > \quad 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 231.94 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 53.55 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad 4.33 \quad > \quad 1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (S_{ovr} \text{ acc}) \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 159.95 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 167.35 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 52.74 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 168.12 \quad 179.77 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 31.82 \quad 29.42 \quad (\text{kNm/m})$$

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

c_1'	coesione terreno di fondaz.	12.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	23.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	7.20		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.20	0.18	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.10	2.15	(m)

 I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) e^{(\pi \tan \phi' \tan \phi')}$	(1 in cond. nd)	8.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) \tan \phi'$	(2+ π in cond. nd)	18.05		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$	(0 in cond. nd)	8.20		(-)

 I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T/(N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.58	0.59	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.52	0.54	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.44	0.44	(-)

 (fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	217.00	223.20	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} B^* / N$	N_{min}	2.85	>	1.2
		N_{max}	2.87	>	

Condizione sismica -

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 146.71 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 51.58 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi' \quad 0.42 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.21 \quad > \quad 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 231.94 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 72.07 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad 3.22 \quad > \quad 1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 146.71 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 154.11 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 51.58 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$M_M = \sum M \quad 155.98 \quad 167.64 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - M_M \quad 27.41 \quad 25.01 \quad (\text{kNm/m})$$

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

c_1'	coesione terreno di fondaz.	12.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	23.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	7.20		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.19	0.16	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.13	2.18	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) e^{(\pi \tan \phi' \tan \phi')}$	(1 in cond. nd)	8.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) \tan \phi'$	(2+ π in cond. nd)	18.05		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$	(0 in cond. nd)	8.20		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T/(N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.56	0.58	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.51	0.52	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.42	0.43	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	211.20	217.91	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	3.06	>	1.2
		N_{max}	3.08	>	

9.2.3 Verifica a ribaltamento, scorrimento e carico limite verticale in presenza di urto

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}} \quad 153.33 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 45.54 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi' \quad 0.42 \quad (-)$$

$$F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.43 \quad > \quad 1.1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 215.64 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 78.66 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad 2.74 \quad > \quad 1.15$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ S_{ovr \text{ acc}}) \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 153.33 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 153.33 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p \quad 45.54 \quad 45.54 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 136.97 \quad 136.97 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 54.69 \quad 54.69 \quad (\text{kNm/m})$$

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	12.00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	23.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	7.20		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.36	0.36	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.79	1.79	(m)

 I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi') \cdot \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	8.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	18.05		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	8.20		(-)

 I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.60	0.60	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.55	0.55	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.47	0.47	(-)

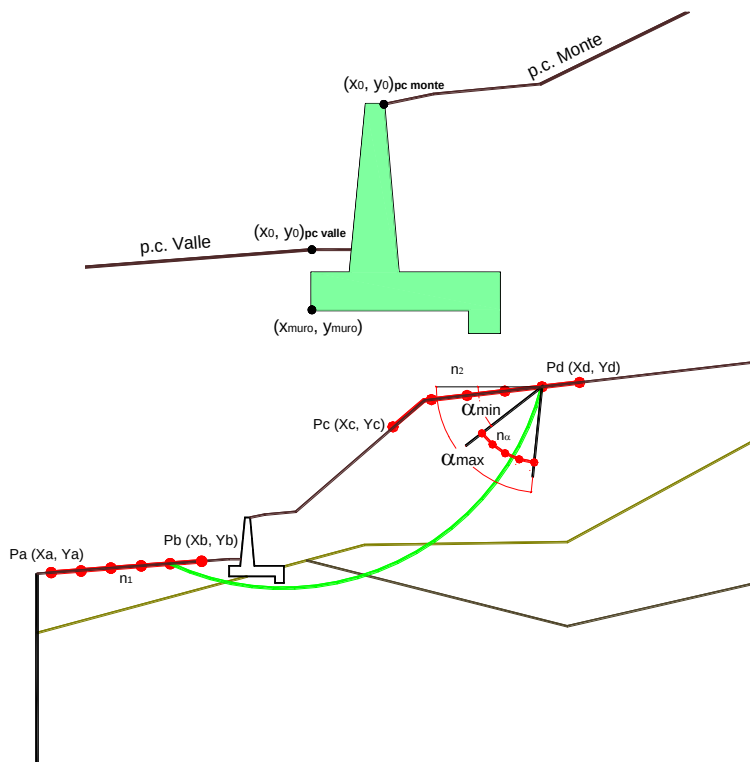
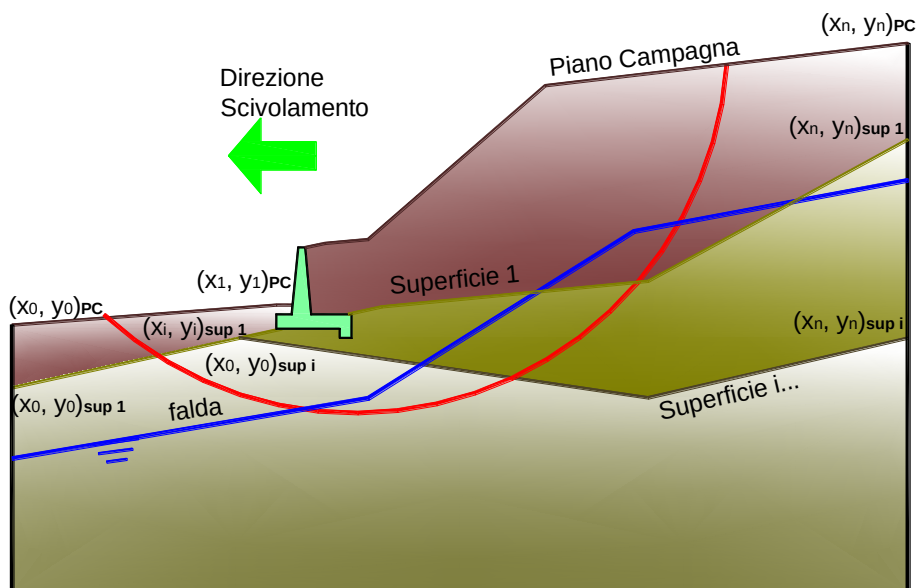
 (fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	218.76	218.76	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	2.55	>	1.4
		N_{max}	2.55	>	

9.2.4 Verifica di stabilità globale

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla linea stradale.



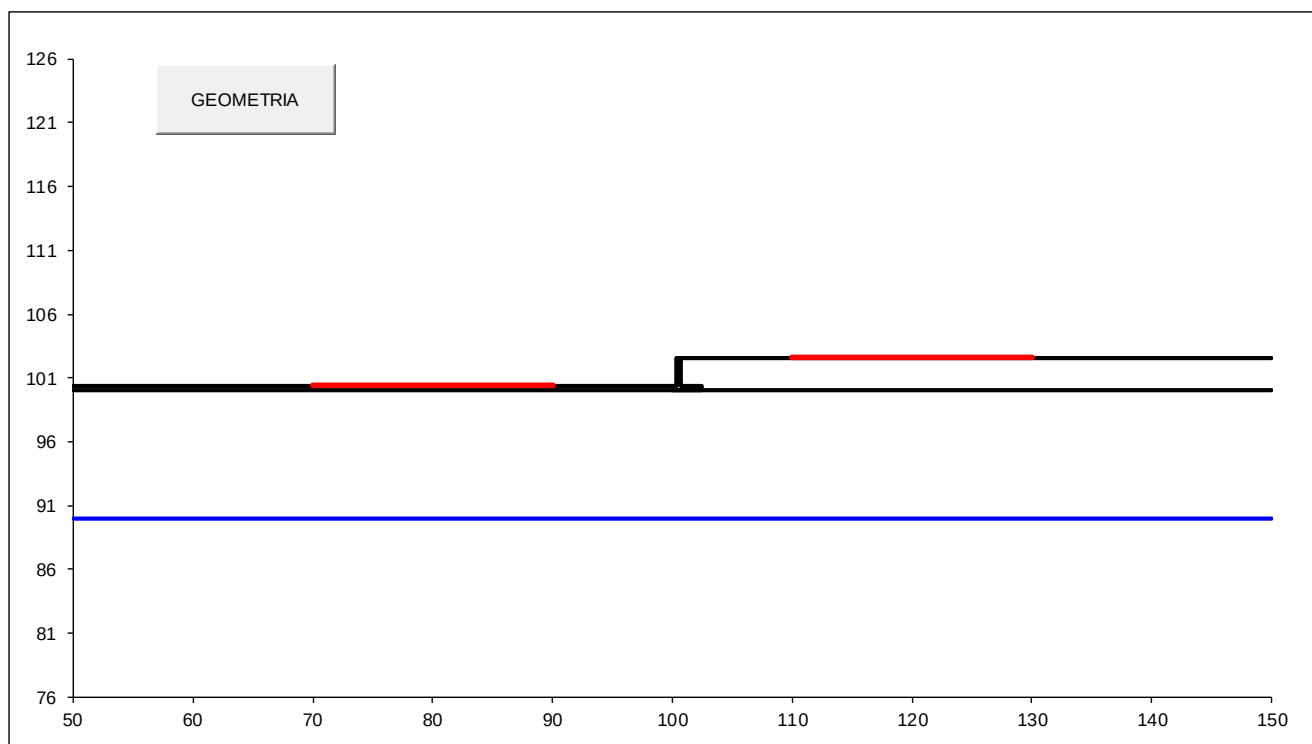
SSE KM 5+750_Generale_Muri di recinzione
Relazione di calcolo muri di recinzione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU3500 001	A	50 di 61

p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		Ida		
materiale 1						☒	materiale 2	☐	materiale 3	☐	materiale 4	☒		
	x	y		x	y		x		x		x			
0	100.000	100.400	0	100.650	102.600	0	50.000	100.000	0			0	50.000	90.000
1	50.000	100.400	1	150.000	102.600	1	150.000	100.000	1			1	150.000	90.000
2			2			2			2			2		
3			3			3			3			3		
4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

Sovraccarichi

	☒	X _{in}	q _{in}	X _{fin}	q _{fin}	% sisma
sovraccarico 1	☒	103.650	20	106.250	20	20%
sovraccarico 2	☐					



Condizioni statiche

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19.00	29.26	0	Rilevato stradale
materiale 2	18.00	18.76	9.60	Unità geotecnica L2
materiale 3				
materiale 4				

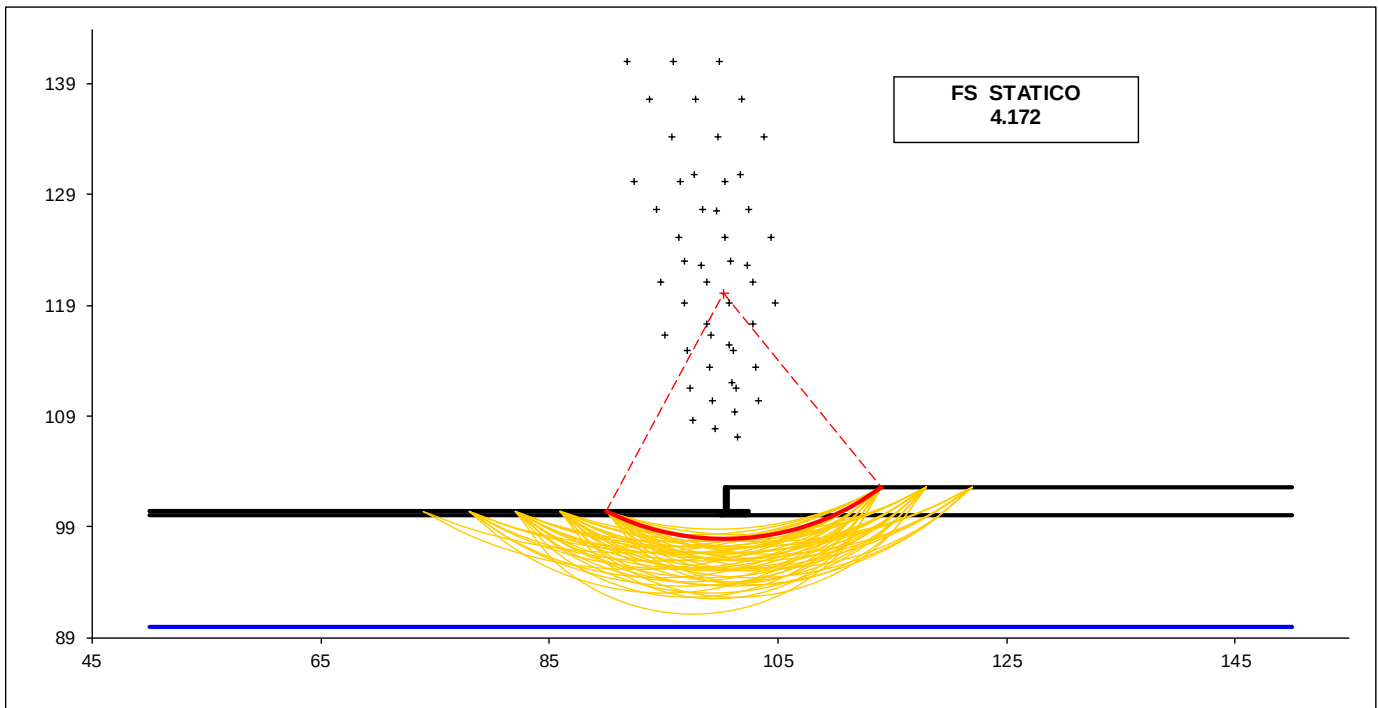
Condizione di Carico

STATICA ▼

superfici da disegnare

50 ▼

DISEGNO



Condizioni sismiche

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19.00	35.00	0	Rilevato stradale
materiale 2	18.00	23.00	12.00	Unità geotecnica L2
materiale 3				
materiale 4				

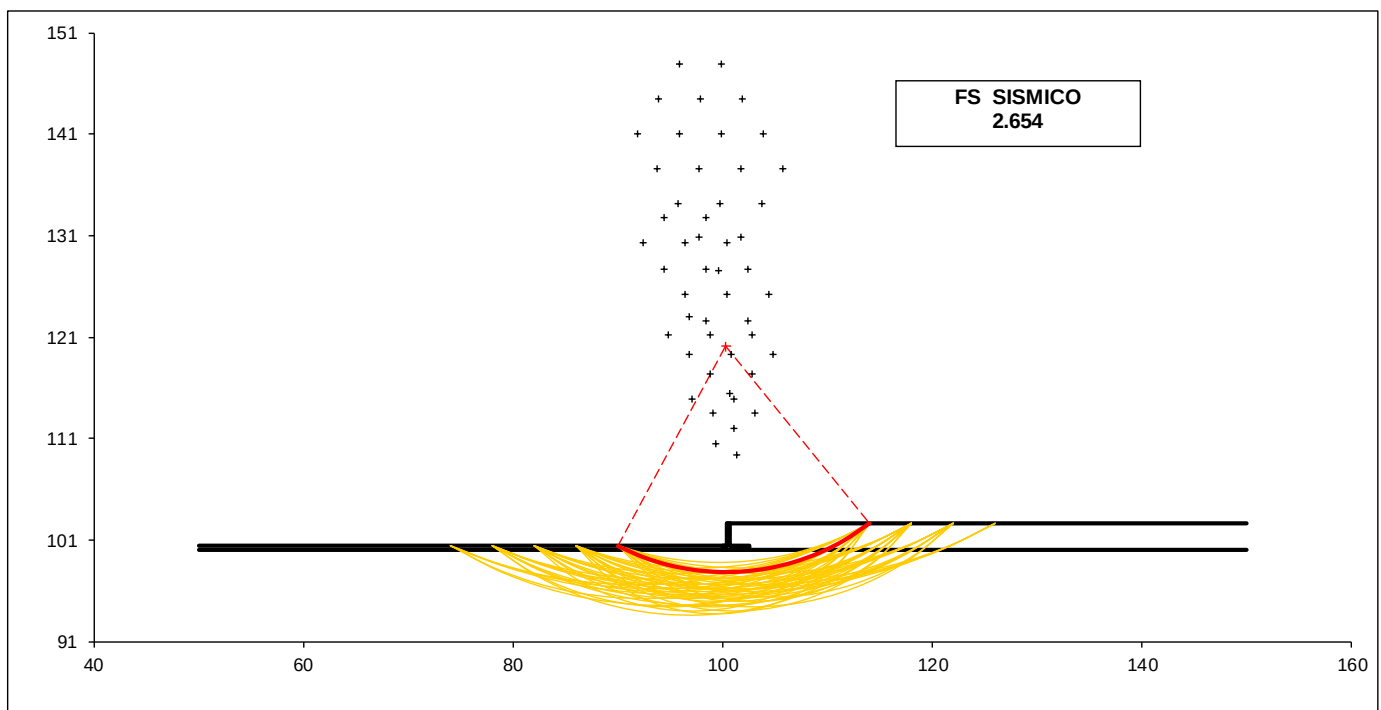
Condizione di Carico

SISMICA ▼

superfici da disegnare

50 ▼

DISEGNO



9.3 VERIFICHE STRUTTURALI

9.3.1 Calcolo delle sollecitazioni

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

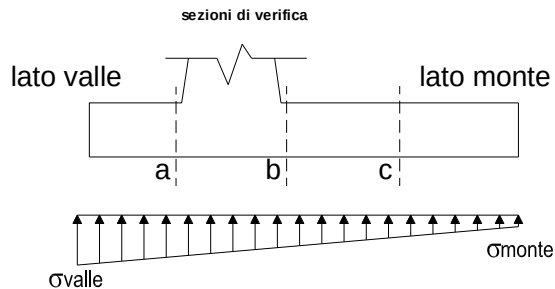
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 2.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.04 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	163.68	41.04	104.87	26.07
	217.33	23.61	109.60	64.27
sisma+	159.95	31.82	94.53	33.43
	167.35	29.42	95.18	38.70
sisma-	146.71	27.41	85.00	32.37
	154.11	25.01	85.65	37.64



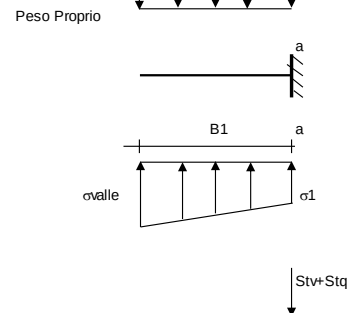
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 10.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]	V_a [kN]
statico	104.87	93.84	5.59	31.28
	109.60	103.25	5.97	33.75
sisma+	94.53	85.97	4.98	30.73
	95.18	87.27	5.06	30.86
sisma-	85.00	77.63	4.47	27.21
	85.65	78.93	4.50	27.35



Mensola Lato Monte

PP = 10.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	66.05	95.05	70.05	(kN/m ²)
pvb	66.05	95.05	70.05	(kN/m ²)
pvc	66.05	95.05	70.05	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B^2 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

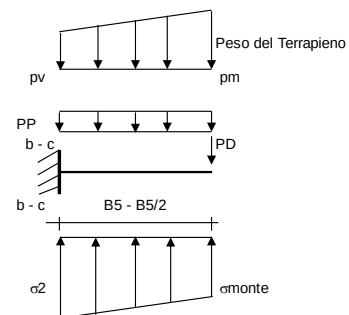
$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B^2 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B^2 / 2) / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 / 2) / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B^2 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

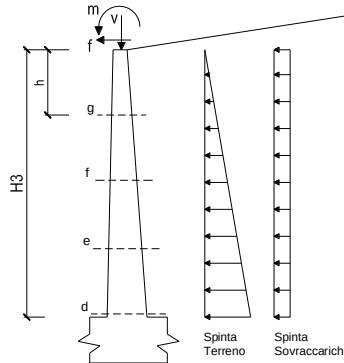
$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B^2 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B^2 / 2) - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 / 2) - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	M_b [kNm]	V_b [kN]	σ_2 [kN/m ²]	M_c [kNm]	V_c [kN]
statico	26.07	84.39	-52.25	-38.51	55.23	-17.22	-32.74
	64.27	97.81	-50.64	-44.41	81.04	-15.05	-29.96
sisma+	33.43	78.64	-52.39	-42.70	56.04	-16.32	-31.81
	38.70	80.49	-52.45	-43.81	59.60	-16.09	-31.57
sisma-	32.37	71.32	-47.26	-39.08	51.84	-14.59	-28.55
	37.64	73.17	-46.76	-39.60	55.40	-14.22	-28.02



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K a_{\text{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2 \cdot h/3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K a_{\text{orizz}} \cdot (1 \pm k_v) - K a_{\text{orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o } h/3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K a_{\text{orizz}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{\text{ext}} &= m + f \cdot h \\
 M_{\text{inerzia}} &= \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot k h \\
 N_{\text{ext}} &= v \\
 N_{\text{pp+inerzia}} &= \Sigma P m_i \cdot (1 \pm k_v) \\
 V_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K a_{\text{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2 \\
 V_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K a_{\text{orizz}} \cdot (1 \pm k_v) - K a_{\text{orizz}}) \cdot h^2 \\
 V_q &= K a_{\text{orizz}} \cdot q \cdot h \\
 V_{\text{ext}} &= f \\
 V_{\text{inerzia}} &= \Sigma P m_i \cdot k h
 \end{aligned}$$


condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	Mext	Mtot	Next	Npp	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	11.88	34.92	0.00	46.80	0.00	16.50	16.50
e-e	1.65	5.01	19.64	0.00	24.65	0.00	12.38	12.38
f-f	1.10	1.48	8.73	0.00	10.21	0.00	8.25	8.25
g-g	0.55	0.19	2.18	0.00	2.37	0.00	4.13	4.13

sezione	h	Vt	Vq	Vext	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	16.20	31.74	0.00	47.94
e-e	1.65	9.11	23.81	0.00	32.92
f-f	1.10	4.05	15.87	0.00	19.92
g-g	0.55	1.01	7.94	0.00	8.95

condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	9.14	1.89	17.22	0.00	1.47	29.72	0.00	17.17	17.17
e-e	1.65	3.85	0.80	9.69	0.00	0.83	15.17	0.00	12.88	12.88
f-f	1.10	1.14	0.24	4.31	0.00	0.37	6.05	0.00	8.58	8.58
g-g	0.55	0.14	0.03	1.08	0.00	0.09	1.34	0.00	4.29	4.29

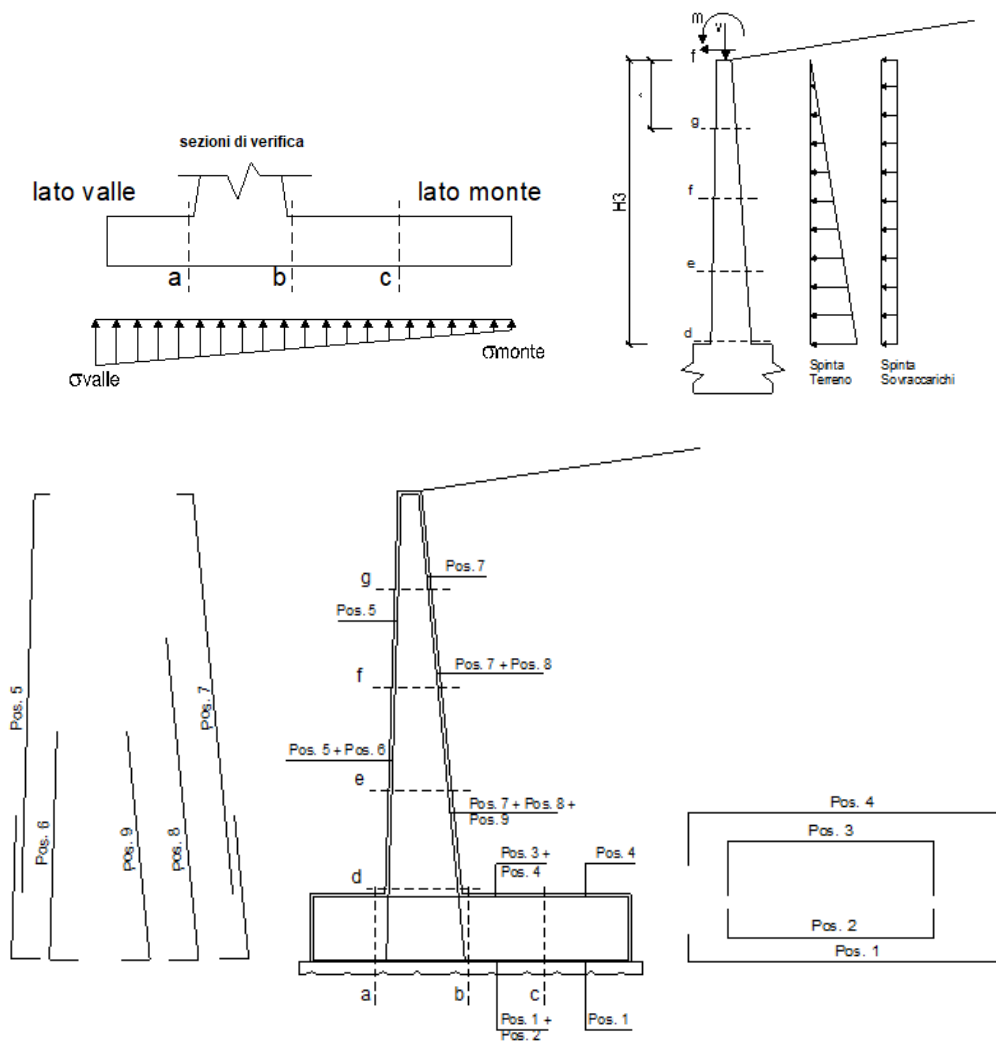
sezione	h	Vt stat	Vt sism	Vq	Vext	Vinerzia	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	12.46	2.57	15.66	0.00	1.33	32.03
e-e	1.65	7.01	1.45	11.74	0.00	1.00	21.20
f-f	1.10	3.12	0.64	7.83	0.00	0.67	12.25
g-g	0.55	0.78	0.16	3.91	0.00	0.33	5.19

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	9.14	1.16	17.44	0.00	1.47	29.20	0.00	15.83	15.83
e-e	1.65	3.85	0.49	9.81	0.00	0.83	14.98	0.00	11.87	11.87
f-f	1.10	1.14	0.14	4.36	0.00	0.37	6.01	0.00	7.92	7.92
g-g	0.55	0.14	0.02	1.09	0.00	0.09	1.34	0.00	3.96	3.96

sezione	h	Vt stat	Vt sism	Vq	Vext	Vinerzia	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	12.46	1.58	15.85	0.00	1.33	31.23
e-e	1.65	7.01	0.89	11.89	0.00	1.00	20.79
f-f	1.10	3.12	0.39	7.93	0.00	0.67	12.10
g-g	0.55	0.78	0.10	3.96	0.00	0.33	5.17

9.3.2 Verifiche SLU



Armatura minima

L'armatura minima principale in fondazione deve essere in percentuale non inferiore allo 0.20% dell'area di conglomerato.

L'armatura minima principale presente in zona tesa deve essere in percentuale non inferiore allo 0.15% dell'area di conglomerato per l'intera lunghezza.

L'armatura secondaria, ortogonale a quella principale, deve essere pari al massimo delle seguenti percentuali:

- 0.10% dell'area di conglomerato in entrambi i lembi;
- 20% dell'armatura principale.

ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16		5	5.0	16	
2	0.0	0	☐	6	0.0	0	☐
3	0.0	0	☐	7	5.0	16	
4	5.0	16		8	0.0	0	☐
				9	0.0	0	☐

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	5.97	0.00	0.40	10.05	10.05	132.11
b - b	-52.45	0.00	0.40	10.05	10.05	132.11
c - c	-17.22	0.00	0.40	10.05	10.05	132.11
d - d	46.80	16.50	0.30	10.05	10.05	94.26
e - e	24.65	12.38	0.30	10.05	10.05	93.89
f - f	10.21	8.25	0.30	10.05	10.05	93.52
g - g	2.37	4.13	0.30	10.05	10.05	93.15

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	33.75	0.40	150.05	12	20	20	21.8	821.49	Armatura a taglio non necessaria
b - b	44.41	0.40	150.05	12	20	20	21.8	821.49	Armatura a taglio non necessaria
c - c	32.74	0.40	150.05	12	20	20	21.8	821.49	Armatura a taglio non necessaria
d - d	47.94	0.30	127.67	12	20	20	21.8	572.56	Armatura a taglio non necessaria
e - e	32.92	0.30	127.20	12	20	20	21.8	572.56	Armatura a taglio non necessaria
f - f	19.92	0.30	126.72	12	20	20	21.8	572.56	Armatura a taglio non necessaria
g - g	8.95	0.30	126.25	12	20	20	21.8	572.56	Armatura a taglio non necessaria

9.3.3 Verifiche tensione

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	4.82	0.00	0.40	10.05	10.05	0.36	16.01
b - b	-37.67	0.00	0.40	10.05	10.05	2.83	125.01
c - c	-12.10	0.00	0.40	10.05	10.05	0.91	40.17
d - d	34.48	16.50	0.30	10.05	10.05	4.78	157.02
e - e	18.11	12.38	0.30	10.05	10.05	2.50	80.47
f - f	7.48	8.25	0.30	10.05	10.05	1.03	31.57
g - g	1.73	4.13	0.30	10.05	10.05	0.23	6.14

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	5.03	0.00	0.40	10.05	10.05	0.38	16.70
b - b	-42.49	0.00	0.40	10.05	10.05	3.20	141.00
c - c	-13.83	0.00	0.40	10.05	10.05	1.04	45.90
d - d	29.72	15.83	0.30	10.05	10.05	4.12	134.43
e - e	15.17	11.87	0.30	10.05	10.05	2.09	66.58
f - f	6.05	7.92	0.30	10.05	10.05	0.83	24.89
g - g	1.34	3.96	0.30	10.05	10.05	0.18	4.39

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

9.3.4 Verifiche fessurazione

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	4.82	0.00	0.40	10.05	10.05	0.36	16.01	0.023	0.200
b - b	-37.67	0.00	0.40	10.05	10.05	2.83	125.01	0.177	0.200
c - c	-12.10	0.00	0.40	10.05	10.05	0.91	40.17	0.057	0.200
d - d	34.48	16.50	0.30	10.05	10.05	4.78	157.02	0.187	0.200
e - e	18.11	12.38	0.30	10.05	10.05	2.50	80.47	0.095	0.200
f - f	7.48	8.25	0.30	10.05	10.05	1.03	31.57	0.037	0.200
g - g	1.73	4.13	0.30	10.05	10.05	0.23	6.14	0.007	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	3.58	0.00	0.40	10.05	10.05	0.27	11.88	0.017	0.200
b - b	-22.42	0.00	0.40	10.05	10.05	1.69	74.41	0.105	0.200
c - c	-6.44	0.00	0.40	10.05	10.05	0.48	21.36	0.030	0.200
d - d	21.37	16.50	0.30	10.05	10.05	2.95	93.93	0.111	0.200
e - e	10.73	12.38	0.30	10.05	10.05	1.48	45.03	0.053	0.200
f - f	4.20	8.25	0.30	10.05	10.05	0.57	15.84	0.018	0.200
g - g	0.91	4.13	0.30	10.05	10.05	0.12	2.26	0.003	0.200

9.3.5 Verifiche strutturali in presenza di urto

Per le verifiche strutturali dell'opera di sostegno si considera la verifica a pressoflessione della sezione di spiccato del paramento per la quale:

URTO STRUTTURALE		
Forza urto	F	150 kN
Applicazione	b	0.5 m
Spessore paramento	s	0.3 m
Altezza paramento	H	2.2 m
Altezza impronta	h	0.25 m
Larghezza impronta	l	0.3 m
Larghezza ripartizione	Lc	5.7 m
Taglio agente	V	26.31579 kN/m
Momento agente	M	71.05263 kNm/m
Sforzo normale	N	16.5 kN/m

Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO			
Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del cls.			
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$ $V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Sollecitazioni Agenti:	V_{Ed}	26.3 kN	
	N_{Ed}	0 kN	
Calcestruzzo	R_{ck}	37 N/mm ²	
	f_{ck}	30.71 N/mm ²	
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	17.40 N/mm ²	
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c	1.5	
Altezza sezione	h	500 mm	
Copriferro	c	70 mm	
Larghezza minima della sezione (in mm)	b_w	1000 mm	
Altezza utile della sezione (in mm)	d	430 mm	
Area Calcestruzzo	A_c	500000 mm ²	
	$\emptyset$	16 mm	
Armatura longitudinale tesa	A_{sl}	1004.8 mm ²	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_1	0.0023 $\leq$ 0.02	ok
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0.0000 $\leq$ 0.2 f_{cd}	ok
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1.68 $\leq$ 2	ok
$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0.27	
	V_{Rd}	167.41 kN	
Verifica:	$V_{Rd} > V_{Ed}$	VERIFICATA	

La verifica a taglio risulta soddisfatta.

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	170.00	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	328360	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	29.00	daN/cm ²
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

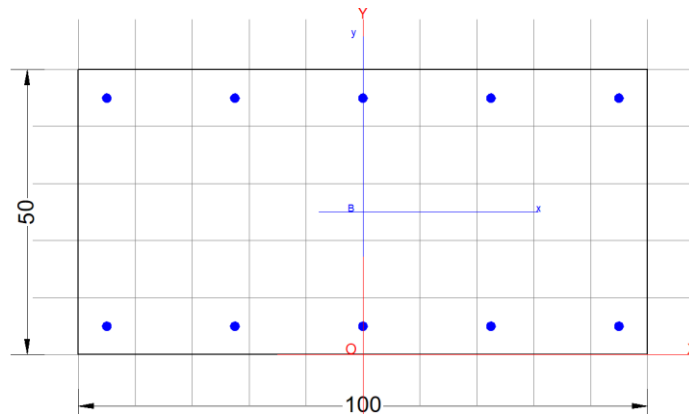
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Barre superiori:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	1650	2631	0	0



RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 20.9 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	1650	2631	1645	17922	6.812	45.9	0.09	0.70	20.1 (7.5)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	50.0	-0.00077	45.0	-0.03493	5.0

10 INCIDENZA

INCIDENZA		
FONDAZIONE MURO	100	kg/m ³
ELEVAZIONE MURO	120	kg/m ³