

## REGIONE PIEMONTE

*Valutazione di Incidenza e Impatto Ambientale*  
*Progetto Generale Autorizzato con D.G.R. 26-9035 in data 25.06.2008*



## COMUNE DI TRINO

(Vercelli)

**ADEGUAMENTO SEZIONI DI DEFLUSSO CORSI DEMANIALI**  
**NUOVO SCOLMATORE DI TRINO**  
**2° LOTTO STRALCIO**

**PROG. 325A**

**DATA**

**DICEMBRE 2008**

**AGGIORNAMENTI**

**APRILE 2017**

**FEBBRAIO 2018**

**NOVEMBRE 2021**

ATTIVITÀ DI PROGETTAZIONE:



**IL PROGETTISTA**  
**(Dott. Ing. Domenico Castelli)**

**2° LOTTO DI COMPLETAMENTO**

**Relazione geotecnica**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**PRATICA N°10437/E**

**Arch. 10437E**

MODIFICHE	AGGIORNAMENTO	1		
AGGIORNAMENTI	Data	Novembre 2022		
CONTROLLO		OPERATORE	CONTROLLO	APPROVAZIONE
	Firma	EB	MP	DC

# INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>1</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>2</b>
<b>3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO OGGETTO DEI LAVORI .....</b>	<b>4</b>
3.1. LE INDAGINI DI FEBBRAIO 2005 .....	5
3.2. LE INDAGINI DI OTTOBRE 2017 .....	7
3.3. STIMA DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO.....	10
3.4. CATEGORIA STRATIGRAFICA DEL SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE .....	11
3.5. PERICOLOSITÀ SISMICA DI PROGETTO .....	12
<b>4. METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA .....</b>	<b>14</b>
4.1. CRITERI PROGETTUALI E DI VERIFICA .....	14
4.2. INTERAZIONE E MODELLAZIONE TERRENO – FONDAZIONI.....	23
4.3. STIMA DEI CEDIMENTI.....	25
4.4. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI DI FONDAZIONE .....	28
4.5. VALUTAZIONE DELLE AZIONI DEL TERRENO SULLE OPERE.....	34
4.6. VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE OPERE DI SOSTEGNO PROVVISORIO E DEI FRONTI SCAVO.....	42
4.6.1. Opere di sostegno provvisorio .....	45
4.6.2. Fronti scavo per l'esecuzione delle opere.....	51
4.7. MODELLI DI CALCOLO E DI VERIFICA GEOTECNICA .....	57
<b>5. RISULTATI OTTENUTI E VERIFICHE GEOTECNICHE.....</b>	<b>63</b>
5.1. INTERVENTO N. 1 – CANALE DI PRESA ED EDIFICIO DI REGOLAZIONE .....	63
5.2. INTERVENTO N. 1 – PONTE DI ATTRAVERSAMENTO STRADALE DI PRIMA CATEGORIA.....	76
5.2.1. Azioni di calcolo.....	77
5.2.2. Fondazioni – verifiche geotecniche a capacità portante.....	77
5.2.3. Verifiche delle pressioni trasmesse al terreno e stima dei cedimenti.....	88
5.2.4. Fondazioni profonde in micropali.....	89
5.2.5. Verifiche geotecniche dei micropali.....	93
5.3. INTERVENTO N. 2 – PONTE DI ATTRAVERSAMENTO STRADALE DI PRIMA CATEGORIA.....	97
5.3.1. Azioni di calcolo.....	98
5.3.2. Fondazioni – verifiche geotecniche a capacità portante.....	98
5.3.3. Verifiche delle pressioni trasmesse al terreno e stima dei cedimenti.....	109
5.3.4. Fondazioni profonde in micropali.....	110
5.3.5. Verifiche geotecniche dei micropali.....	114
5.4. INTERVENTO N. 2 – PONTE DI ATTRAVERSAMENTO STRADALE CANALE MAGRELLI .....	118
5.5. INTERVENTO N. 2 – DEVIAZIONE CANALE MAGRELLI.....	122
5.6. INTERVENTO N. 3 – EDIFICIO DI SCARICO POETTO IN CANALE SCOLMATORE.....	145
5.7. INTERVENTO N. 3 – NUOVO SIFONE SCARICATORE POETTO .....	157
5.8. INTERVENTO N. 4 – MANUFATTO DI SFIORO DI EMERGENZA .....	160
5.9. INTERVENTO N. 5 – PONTE DI ATTRAVERSAMENTO STRADALE DI PRIMA CATEGORIA SULLA S.P. 32 PONTESTURA – CAMINO .....	172
5.9.1. Azioni di calcolo.....	173
5.9.2. Fondazioni – verifiche geotecniche a capacità portante.....	173
5.9.3. Verifiche delle pressioni trasmesse al terreno e stima dei cedimenti.....	184
5.9.4. Fondazioni profonde in micropali.....	185
5.9.5. Verifiche geotecniche dei micropali.....	189
5.10. INTERVENTO N. 5 – MURI DI TESTATA SOTTOPASSI FOSCO POETTO .....	193
5.11. INTERVENTO N. 6 – POZZETTI DI TESTATA SIFONE PRESA IRRIGUA .....	207
5.12. OPERE PROVVISORIE A SOSTEGNO DEGLI SCAVI .....	210
5.13. FRONTI SCAVO PER L'ESECUZIONE DELLE OPERE .....	242

6.	VERIFICHE DEI FENOMENI EROSIVI.....	251
7.	RILEVATI DI PROVA.....	257
8.	CONSIDERAZIONI E PRESCRIZIONI TECNICO-OPERATIVE .....	259

**ALLEGATI:**

- **ALLEGATO 1** – CAMPAGNA DI INDAGINI GEOTECNICHE FEBBRAIO 2005 – ESTRATTO STRATIGRAFIE E PROVE STP.
- **ALLEGATO 2** – CAMPAGNA DI INDAGINI GEOTECNICHE OTTOBRE 2017 – ESTRATTO STRATIGRAFIE E PROVE STP.

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

## 1. Premessa

La presente relazione riporta la caratterizzazione del terreno di fondazione e i calcoli di dimensionamento e di verifica geotecnica dei principali manufatti previsti in attuazione con il presente progetto nell'ambito dei "Lavori di adeguamento sezioni di deflusso corsi demaniali – Nuovo scolmatore di Trino – 2° Lotto stralcio", finalizzati all'esecuzione del tratto di monte del canale scolmatore di Trino Vercellese al fine della riduzione del rischio idrogeologico del territorio connesso alle potenziali esondazioni del fiume Po e del reticolo idrografico minore sotteso. La relazione si articola, quindi, nei seguenti argomenti principali:

- caratterizzazione geotecnica del sito e definizione del profilo stratigrafico e dei parametri geotecnici di progetto, anche in riferimento all'azione sismica;
- definizione dei criteri di dimensionamento e verifica geotecnica delle fondazioni dei manufatti idraulici, delle opere di sostegno e dei ponti di attraversamento stradale progettualmente previsti ed esecuzione delle relative verifiche geotecniche di capacità portante e di stima dei cedimenti in fase di esercizio;
- analisi delle problematiche relative ai potenziali fenomeni erosivi dell'alveo del canale esercitati dalla corrente idrica.

Per quanto riguarda l'analisi delle problematiche legate alla filtrazione ed alla stabilità delle sponde del canale (tratti in trincea e tratti in rilevato) si rimanda alla trattazione contenuta nella *Relazione geotecnica* allegata al progetto definitivo del 1° lotto stralcio di intervento, redatta nel mese di aprile 2014 redatta da STECI S.r.l.. Si evidenzia, in particolare, come i parametri geotecnici di riferimento del terreno relativi al 1° lotto stralcio (angolo di attrito in particolare), in relazione agli esiti dei sondaggi svolti, siano sensibilmente inferiori rispetto a quelli pertinenti al presente lotto di completamento. In tal senso le verifiche geotecniche condotte nella progettazione del primo lotto, possono ritenersi compatibili e recepibili, a favore di sicurezza, anche nel presente 2° lotto di completamento

Per una descrizione di dettaglio e la definizione della geometria delle costruzioni in progetto si rimanda, infine, a quanto specificatamente riportato nella *Relazione di calcolo strutturale*, nella *Relazione tecnica generale* e negli *Elaborati grafici* di progetto.



## 2. Normativa di riferimento

Ai fini della presente progettazione geotecnica si è fatto riferimento alle seguenti norme in materia di costruzioni, di valenza nazionale:

- Ordinanza n. 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.2003 e ss.mm.ii. – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC-2018).
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018.
- UNI EN 1991-1 e UNI EN 1990: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture.
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali.
- UNI EN 1997-2 / 3: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Progettazione assistita da prove di laboratorio e da prove in sito.
- UNI EN 1998-1: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- D.M. 11 marzo 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Circ. LL.PP. 24 settembre 1988, n. 30483 “Legge 02/02/74 n. 64, art. 1 - D.M. 11 marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione”.
- Circ. Min. LL.PP. n° 97/81-30483, 24.09.88, (Presidenza Consiglio Superiore, Servizio Tecnico Centrale) Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e scarpate ...", di cui al D.M. 11.03.88

Ad integrazione dei predetti riferimenti normativi si è fatto, inoltre, riferimento ai seguenti documenti di comprovata validità tecnica:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei LL. PP..
- Linee guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP..
- Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del Ministero dei Beni e le attività Culturali.
- Istruzioni e i documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche.
- Associazione Geotecnica Italiana; giugno 1977 “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
- Associazione Geotecnica Italiana; dicembre 1984 “Raccomandazioni sui pali di fondazione”.
- Lancellotta R. (1993) “Geotecnica”, II Edizione, Zanichelli - Bologna.

**Si evidenzia, inoltre, che la progettazione geotecnica, analogamente a quella strutturale, è stata redatta in ottemperanza al D.M. 17.01.2018 e alla D.G.R. 21 maggio 2014 n. 65-7656 e ss.mm.ii. (D.G.R. n. 6-887 del 30.12.2019); in tal senso le opere di fondazione e le costruzioni in progetto sono idonee a sopportare le azioni sismiche proprie del sito oggetto dei lavori classificato in zona sismica 4 ai sensi della suddetta D.G.R. e dell’O.P.C.M. n. 3274/2003 e ss.mm.ii..**

Si fa, infine, presente, che rispetto alla configurazione originaria del canale scolmatore come definita con la progettazione definitiva del 2008 ed approvata con la conclusione della fase di V.I.A., anche in riferimento alla normativa sopra elencata, si è reso necessario rivedere alcuni aspetti progettuali in dipendenza dall’entrata in vigore del D.M. 14.01.2008 – N.T.C.2008 e, quindi, del D.M. 17.01.2018 – N.T.C.-2018, recependo, quindi, le indicazioni della nuova normativa. Nella fattispecie, rispetto al precedente quadro normativo, gli aggiornamenti delle procedure di verifica hanno richiesto una lieve riduzione dell’inclinazione delle sponde del canale, senza indurre alterazioni o modifiche alla configurazione originaria dell’opera.

### 3. Caratterizzazione geotecnica del sito oggetto dei lavori

La caratterizzazione geotecnica del sito oggetto dei lavori, con l'indicazione dei parametri geomeccanici che caratterizzano il terreno interessato dalle fondazioni delle opere e dei manufatti in progetto e assunti nei modelli di calcolo è stata svolta in conformità a quanto previsto dal *paragrafo 6.2.2. delle N.T.C.-2018*.

Le caratteristiche geomeccaniche del terreno pertinenti al presente lotto di completamento sono state, in particolare, desunte con riferimento alle seguenti campagne di indagine eseguite nell'area di interesse e più precisamente:

- dalla campagna di indagine eseguita nel mese di febbraio 2005, organizzata su una serie di n. 4 sondaggi a carotaggio continuo, corredati dall'esecuzione di n. 3 prove SPT ciascuno, finalizzati alla verifica diretta ed esaustiva della situazione in essere. La campagna di indagini è stata integrata dagli esiti di n. 2 sondaggi a carotaggio continuo con SPT (denominati S1V ed S2V), eseguiti nel corso di un lavoro del 2001 per la progettazione dell'argine sinistro del Fiume Po. I risultati delle indagini del mese di febbraio 2005 sono allegati alla *Relazione geologica* di progetto, mentre l'estratto delle stratigrafie e delle prove SPT è riportato in **allegato 1**.
- dalla campagna di indagine svolta nel mese di ottobre 2017 per conto del Comune di Trino V.se, organizzata su una serie di n. 4 sondaggi a carotaggio continuo, con l'esecuzione di n. 4 prove SPT in foro (Standard Penetration Test) per ciascun sondaggio, di n. 1 prova di permeabilità Lefranc a carico variabile per ciascun sondaggio ed il prelievo di n. 4 campioni nei livelli significativi a diverse profondità, sempre in ciascun sondaggio, per l'esecuzione di specifiche prove granulometriche in laboratorio. L'estratto delle stratigrafie e delle prove SPT delle indagini è riportato in **allegato 2**.

Aggiuntivamente si è fatto riferimento alle seguenti fonti e documentazione geotecnica integrativa disponibile:

- documentazione geologico – tecnica e geomorfologia disponibile allegata ai P.R.G.C. dei territori dei Comuni interessati dai lavori;

- dati disponibili e reperibili dalla *Banca dati geotecnica ARPA Piemonte*;
- da considerazioni pratiche circa lo stato dei luoghi e interventi limitrofi; in particolare si è fatto riferimento ai lavori relativi al 1° lotto stralcio del canale scolmatore attualmente in fase di realizzazione.

### **3.1. Le indagini di febbraio 2005**

Le indagini sono state effettuate nel tratto di monte del nuovo canale scolmatore relativo agli interventi previsti in attuazione con il presente lotto di completamento.

Nell'ambito dell'area esaminata si è, quindi, proceduto all'esecuzione di n. 4 sondaggi a carotaggio continuo (denominati S1, S2, 3, S4), spinti alla profondità di 15,0 m, corredati dall'esecuzione di n. 3 prove SPT per ciascun sondaggio, finalizzati alla verifica diretta ed esaustiva della situazione in essere.

In riferimento ai suddetti sondaggi sono stati distinti i seguenti orizzonti geotecnici principali e intervalli litostratigrafici:

#### **Orizzonti geotecnici principali:**

- 1) un primo orizzonte più superficiale, costituito da una bancata prevalentemente sabbiosa fine, dello spessore variabile in genere da 2 a 4 m circa, cui fa seguito, verso il basso, un corpo di limi sabbiosi, apparentemente di geometria lenticolare di potenza accertata variabile da 1,3 (S3) a 2,0 m circa (S1) per scomparire agli estremi NW e SE del sito;
- 2) un secondo orizzonte sulla verticale con matrice prevalentemente grossolana, costituito da ghiaie ciottoloso-sabbiose, continuo e di potenza omogeneamente distribuita su tutta l'area investigata, da circa 3,0 ad oltre 4,0 m.

#### **Intervalli litostratigrafici di riferimento:**

- 1) un livello superficiale continuo costituito da sabbie in genere medio-fini debolmente limose, da sciolte a compatte, caratterizzato da valori piuttosto elevati di  $N_{SPT}$ , mediamente superiori a 25 colpi;
- 2) un corpo a geometria lenticolare di limi sabbiosi con consistenza variabile da

molto bassa a moderata ( $N_{SPT} = 14$  in S2), localmente con inclusioni ghiaiose;

- 3) un orizzonte di ghiaie eterometriche ciottoloso-sabbiose, con locali sporadiche intercalazioni più sabbiose, a clasti subarrotondati poligenici, caratterizzata da frequenti valori a rifiuto del parametro penetrometrico;
- 4) un substrato litoide di natura prevalentemente marnosa, con caratteristiche di competenza variabili in funzione dell'intensità dell'alterazione e dell'argillificazione subita, ma in genere caratterizzato da valori a rifiuto di  $N_{SPT}$ .

Nella seguente tabella vengono riassunti i parametri  $N_{SPT}$  ricavati alle profondità medie indicate, distinti per intervallo litostratigrafico:

	<b>S1</b>		<b>S2</b>		<b>S3</b>		<b>S4</b>	
	<i>P (m)</i>	$N_{SPT}$	<i>P (m)</i>	$N_{SPT}$	<i>P (m)</i>	$N_{SPT}$	<i>P (m)</i>	$N_{SPT}$
Intervallo sabbioso							3.30	28
Intervallo limoso	3.30	3	3.30	14	3.30	6		
Intervallo ghiaioso	6.30	Rif.	6.30	44	6.30	Rif.	6.30	38
Intervallo marnoso	9.30	39	9.30	36	9.30	Rif.	9.30	Rif.

Tabella 1a – Riepilogo delle prove SPT e dei relativi valori di  $N_{SPT}$  dei sondaggi del 2005.

Il livello di falda è stato rilevato ad una profondità variabile da 3,5 m a 4,5 m (mediamente a 4,0 m di profondità).

Sulla scorta di quanto rilevato, nella seguente tabella sono, infine, riepilogati i valori caratteristici di  $N_{SPT}$  assunti come rappresentativi del tipo di terreno considerato e le profondità medie cui essi si riferiscono.

	Prof. media di rif. (m)	<b><math>N_{SPT}</math> rappresentativo</b>
Intervallo sabbioso	3.30	<b>28</b>
Intervallo limoso	3.30	<b>5</b>
Intervallo ghiaioso	6.30	<b>38</b>
Intervallo marnoso	9.30	<b>36</b>

Tabella 1b – Valori di  $N_{SPT}$  assunti come rappresentativi per ciascun intervallo litologico.

In tal sede veniva sviluppata la caratterizzazione geotecnica dei terreni sciolti quaternari, direttamente interessati dalle opere in progetto, tralasciando l'analisi del substrato marnoso, comunque non interessato dalle fondazioni delle costruzioni.

### **3.2. Le indagini di ottobre 2017**

La campagna di indagine svolta nel mese di ottobre 2017 è stata organizzata su una serie di n. 4 sondaggi a carotaggio continuo (denominati S1, S2, S3, S4), con l'esecuzione di n. 4 prove SPT in foro (Standard Penetration Test) per ciascun sondaggio, di n. 1 prova di permeabilità Lefranc a carico variabile per ciascun sondaggio ed il prelievo di n. 4 campioni nei livelli significativi a diverse profondità, sempre in ciascun sondaggio, per l'esecuzione di specifiche prove granulometriche in laboratorio.

I sondaggi esplorativi S1, S2, S3, S4 sono stati eseguiti fino alla profondità di 10 metri e hanno permesso di definire la stratigrafia del sito di indagine.

Si può affermare che i terreni sono di natura alluvionale, prevalentemente limosa per i primi metri di profondità e invece sabbiosa-ghiaiosa più in profondità.

I sondaggi S1, S2 e S3 mostrano una certa somiglianza tra loro, avendo riscontrato per i primi 3 metri circa di profondità limo con sabbia e ghiaia, mentre per i metri successivi fino a fondo foro (10 m) terreni di natura diversa, quali sabbia e ghiaia. Il sondaggio S4, invece, ha evidenziato la presenza di terreni a grana grossa per tutto il sondaggio tranne un debole livello limoso a metà sondaggio (4,9 ÷ 5,5 m). Alla profondità di 8,40 metri la presenza di limo debolmente argilloso potrebbe rivelare la presenza di un cappellaccio delle marne argillose rinvenute in altre indagini precedentemente eseguite.

In conclusione considerando, quindi, i risultati delle stratigrafie, la granulometria dei terreni è prevalentemente grossolana fino a 10 metri di profondità, quota di fondo foro dei sondaggi, ad eccezione dei primi 2÷3 metri circa costituiti da riporto superficiale e limo.

Il livello di falda, riscontrato durante i carotaggi, mostra una certa variabilità tra un sondaggio e l'altro, passando da valori di soggiacenza pari a -2,8 m per il sondaggio S1 fino a -5,6 m per il sondaggio S2.

La tabella seguente riepiloga i risultati ottenuti dalle prove SPT:

Sondaggio	S1			
Località	Trino	Trino	Trino	Trino
Data	09-ott-17	09-ott-17	09-ott-17	09-ott-17
Profondità	3,00	4,00	6,00	8,00
Risultato	16-RIF	5-13-21	13-RIF	24-RIF

Sondaggio	S2			
Località	Trino	Trino	Trino	Trino
Data	09-ott-17	09-ott-17	09-ott-17	09-ott-17
Risultato	7-12-14	6-13-RIF	15-15-29	16-17-RIF

Sondaggio	S3			
Località	Trino	Trino	Trino	Trino
Data	09-ott-17	09-ott-17	09-ott-17	09-ott-17
Profondità	2,00	4,50	6,00	7,50
Risultato	4-11-9	3-3-2	13-21-RIF	3-16-10

Sondaggio	S4			
Località	Trino	Trino	Trino	Trino
Data	09-ott-17	09-ott-17	09-ott-17	09-ott-17
Profondità	3,00	4,50	6,00	7,50
Risultato	8-13-9	5-21-RIF	3-RIF	21-RIF

*Tabella 2 – Riepilogo delle prove SPT e dei relativi ai sondaggi del 2017.*

Alla pagina seguente si riporta la planimetria riepilogativa con l'ubicazione dei sondaggi eseguiti per ciascuna campagna di indagine svolta.



Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

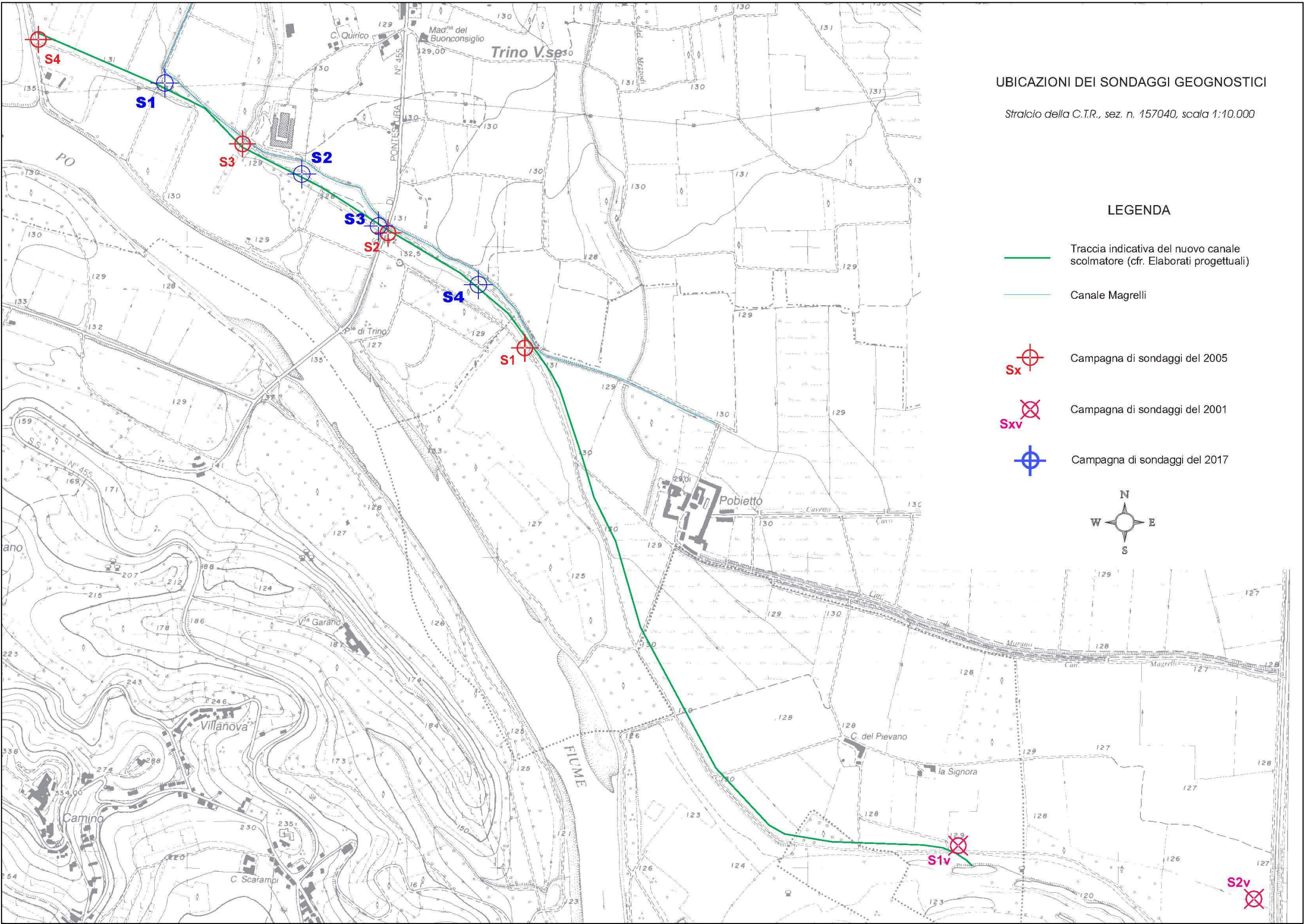


Figura 1 – Planimetria su base CTR con ubicazione dei sondaggi geotecnici eseguiti nel 2005 e nel 2017.



### 3.3. Stima dei parametri geotecnici del terreno

Sulla base delle suddette considerazioni al terreno di fondazione dei manufatti in progetto, in relazione alle principali correlazioni  $N_{spt}$  disponibili in letteratura (*Schmertmann, Terzaghi, De Mello*) sono stati cautelativamente attribuiti i seguenti parametri geotecnici di riferimento per i lavori del presente lotto di completamento, in funzione del grado di approfondimento potenzialmente interessato dalle fondazioni delle costruzioni:

<b>Parametri geotecnici caratteristici per profondità da 2,0 a 4,0 m circa</b>	
Peso di volume medio del terreno	$\gamma_t \cong 19,0 \text{ kN/m}^3$
Coesione (drenata – tensioni efficaci)	$c' \cong 0 \div 10 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza al taglio	$\phi_{cv} \cong 30^\circ$
Modulo di deformazione elastica	$E \cong 20000 \div 30000 \text{ kN/m}^2$
Densità relativa (DR %)	$\cong 45 \div 65\%$

*Tabella 3a – Parametri geotecnici di riferimento per profondità 2,0÷4,0 m da p.c.*

<b>Parametri geotecnici caratteristici per profondità da 4,0 a 7,5 m circa</b>	
Peso di volume medio del terreno	$\gamma_t \cong 20,0 \text{ kN/m}^3$
Coesione (drenata – tensioni efficaci)	$c' \cong 0 \div 5 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza al taglio	$\phi_{cv} \cong 33^\circ$
Modulo di deformazione elastica	$E \cong 40000 \div 50000 \text{ kN/m}^2$
Densità relativa (DR %)	$\cong 70 \div 80\%$

*Tabella 3b – Parametri geotecnici di riferimento per profondità 4,0÷7,5 m da p.c.*

Il modello geotecnico così definito è espresso in termini di tensioni efficaci ed in condizioni drenate. Infatti, pur trattandosi di materiali dotati di coesione, si assume che il comportamento meccanico di tali terreni sia descritto unicamente dall'angolo di resistenza al taglio, annullando il contributo della coesione. Si tratta in realtà di un artificio che permette di operare in termini di tensioni efficaci e che fornisce peraltro un'approssimazione a favore di sicurezza per le verifiche in argomento.

La falda freatica potenzialmente presente da circa -3,0 m da p.c., sarà portata in conto in sede di verifiche geotecniche relative ai fronti scavo e alla capacità portante, ove compresa nella profondità d'influenza delle fondazioni e considerando, se necessario, l'effetto di alleggerimento indotto dalla tensione idrostatica sul peso di volume del substrato.

### 3.4. Categoria stratigrafica del sottosuolo e condizioni topografiche

La “risposta sismica locale” è l’azione sismica quale emerge in “superficie” a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido, le quali corrispondono a:

- effetti stratigrafici, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;
- effetti topografici, legati alla configurazione topografica del piano campagna. La modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all’interazione tra il campo d’onda incidente e quello diffratto; i fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l’altezza del rilievo e la sua larghezza.

Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto si rende, quindi, necessario valutare l’influenza del **profilo stratigrafico**, individuando la categoria di sottosuolo di riferimento, di cui al *paragrafo 3.2.2 delle N.T.C.-2018*. Ciò si consegue determinando il valore della velocità media equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità al di sotto del piano di fondazione della struttura, per contemplare le potenziali amplificazioni dell’onda sismica dovute alla presenza di condizioni sismostratigrafiche discostanti dal riferimento rigido.

In riferimento ai sondaggi geotecnici svolti in sito ed ai contenuti della *Relazione geologica* e della *Relazione geotecnica* di progetto, al terreno di fondazione può essere con buona approssimazione attribuita una **categoria stratigrafica del sottosuolo ai fini sismici di tipo “C”**, caratterizzata da: “*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.)*”. A tale categoria viene associato un coefficiente moltiplicativo  $SS = 1,5$ .

Nei riguardi, invece, delle eventuali **amplificazioni topografiche**, trattandosi di superficie pianeggiante, il sito è classificabile in categoria “T1 – Superficie pianeggiante, pendii e

*rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$*  come definito nelle N.T.C.-2018, §3.2.2, tab. 3.2.IV. A tale categoria non si associano amplificazioni, per cui  $ST = 1,0$ .

Si evidenzia, infine, che le accelerazioni orizzontali massime attese al sito in esame ( $ag_{MAX} = 0,075g$ ) sono inferiori al limite di 0,1g individuato dalle N.T.C.-2018 al *paragrafo 7.11.3.4.2*, oltre il quale è richiesto di ottemperare alle verifiche di suscettibilità a **liquefazione**. Pertanto, la probabilità che si verifichi il fenomeno della liquefazione entro i terreni sotto al piano di fondazione è da ritenersi del tutto trascurabile e la verifica può essere omessa nel rispetto della normativa tecnica vigente.

### **3.5. Pericolosità sismica di progetto**

Con la D.G.R. n. 65-7656 del 21.05.2014 e ss.mm.ii. la Regione Piemonte ha recepito la classificazione sismica introdotta dall'O.P.C.M. 3274/2003, classificando tutti i Comuni interessati dai presenti lavori in zona sismica 4 ( $ag = 0,05g$ ).

Le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018 e relativa Circolare applicativa prevedono, quindi, l'adozione di un nuovo criterio "*sito-dipendente*" per la valutazione delle azioni sismiche attese al sito. Data la sostanziale omogeneità sia della tipologia costruttiva delle opere che della pericolosità sismica del sito interessato dai lavori (zona sismica 4), nonché delle caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione e topografiche, la determinazione dei parametri di riferimento dell'azione sismica è stata effettuata in riferimento alle coordinate del Comune amministrativo di riferimento, in cui ricade la maggior parte dei manufatti, ovvero il Comune di Trino Vercellese. Si evidenzia che detti parametri risultano, comunque, sostanzialmente equivalenti a quelli del Comune di Morano sul Po. In riferimento, quindi, alle prescrizioni di cui al *paragrafo 3.2* del Decreto Ministeriale 17.01.2018, alla D.G.R. 65-7656/2014 e ss.mm.ii. e alle specificità litografiche e geologiche del sito desumibili dai sondaggi eseguiti in sito, si definiscono i seguenti parametri dell'azione sismica di progetto:

- |                             |                            |
|-----------------------------|----------------------------|
| ▪ sito di intervento:       | Comune di Trino Vercellese |
| ▪ categoria del sottosuolo: | C (*)                      |
| ▪ categoria topografica:    | T1                         |

- amplificazione stratigrafica:  $S_S = 1,5$
- amplificazione topografica:  $S_T = 1,0$
- zona sismica del sito: zona 4
- coordinate del sito (assunto Comune di Trino V.se):  
Longitudine:  $8.2972^\circ$   
Latitudine:  $45.1930^\circ$
- vita nominale:  $V_N \geq 50$  anni (tipo 2)
- classe d'uso: classe IV
- coefficiente d'uso della costruzione:  $c_u = 2,0$
- periodo di riferimento azione sismica:  $V_R = 100$
- stati limite considerati nelle verifiche, in relazione all'azione sismica:
  - **SLO**: stato limite di esercizio di operatività, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$  pari all'81%.
  - **SLD**: stato limite di esercizio di danno, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$  pari all'63%.
  - **SLV**: stato limite ultimo di salvaguardia della vita, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$  pari al 10%.
  - **SLC**: stato limit ultimo di collasso, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$  pari al 5%.

(\*) 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. Ad essa si associa un fattore di amplificazione stratigrafica  $S_S = 1,5$ , come definito nelle N.T.C., §3.2.2, tabb. 3.2.II.

## 4. Metodi di calcolo e criteri di verifica geotecnica

Le verifiche di progetto sono state condotte seguendo i criteri dell'ingegneria geotecnica, in particolare secondo il “*metodo dei coefficienti di sicurezza parziali*” applicato all'ingegneria geotecnica come previsto al *paragrafo 6.2.4 del D.M. 17.01.2018, “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” e dall'Eurocodice 7, “Progettazione Geotecnica” – UNI EN 1997-1.*

Le verifiche geotecniche sono state condotte con riferimento al capitolo 6 del D.M. 17.01.2018, seguendo l'Approccio 1 che prevede due combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1, A2), per i parametri geotecnici e la resistenza dei materiali (M1, M2) e per la resistenza globale del sistema (R1, R2) da adottare in funzione del tipo di opera e delle verifiche per essa richieste.

Tutte le verifiche geotecniche sono state, inoltre, condotte seguendo i metodi e i criteri previsti dai paragrafi 6.4 e 7.11 delle N.T.C.-2018.

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche nei confronti delle azioni sismiche verrà, infine, fatto riferimento a quanto disciplinato dal paragrafo 7.11 delle N.T.C.-2018.

### 4.1. Criteri progettuali e di verifica

L' *O.P.C.M. n. 3274 del 08.05.2003* e le successive *Norme Tecniche per le costruzioni del 17.01.2018* hanno introdotto un nuovo criterio di verifica, basato sugli stati limite, in analogia con quanto già previsto dagli Eurocodici.

Le verifiche a rottura vengono effettuate allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in fase statica che in fase sismica, rispettando la condizione

$$Ed \leq Rd \quad (1)$$

dove:

- Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;
- Rd è la corrispondente resistenza di progetto, che associa tutte le proprietà dei materiali e delle sezioni resistenti con i rispettivi valori di progetto.

Le verifiche sono, pertanto, state eseguite con il “*metodo dei coefficienti parziali*” previsto dalle N.T.C.-2018 da applicare alle azioni esterne che agiscono nel modello e alle proprietà dei terreni interessati.

Le caratteristiche geotecniche dei terreni, valutate attraverso opportune indagini geotecniche, sono definite “*valori caratteristici*”.

#### Coefficienti sulle Azioni

$\gamma_G$  sulle azioni permanenti (sfavorevoli o favorevoli):  $G_d = \gamma_G \cdot G$

$\gamma_Q$  sulle azioni variabili (sfavorevoli o favorevoli):  $Q_d = \gamma_Q \cdot Q$

#### Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

- $\gamma_\gamma$  sul peso di volume:  $\gamma_d = \frac{\gamma}{\gamma_\gamma}$
- $\gamma_\phi$  sull'angolo d'attrito (sulla tangente dell'angolo di attrito):  $\tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{\gamma_\phi}$
- $\gamma_c$  sulla coesione efficace:  $c'_d = \frac{c'}{\gamma_c}$
- $\gamma_{cu}$  sulla coesione non drenata:  $\gamma_{cu} = \frac{c_u}{\gamma_{cu}}$

#### Coefficienti parziali per le Resistenze

$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$  variabili a seconda del tipo di fondazione o sistema geotecnico.

Nel D.M. 17.01.2018 vengono indicati i seguenti coefficienti parziali di calcolo:

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili $Q$	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.L Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{\alpha}$

Tabella 4 – Coefficienti parziali per le azioni (A).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{dk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_f$	1,0	1,0

Tabella 5 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M).

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene, infine, a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  delle tabelle seguenti, variabili in funzione del tipo di opera in esame:

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.1 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per fondazioni.

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 6.2 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per i muri di sostegno.

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

Tabella 6.3 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per opere in materiali sciolti e fronti scavo.

Le verifiche allo **Stato Limite Ultimo** devono, pertanto, essere effettuate sia nei confronti degli aspetti geotecnici (*SLU di tipo geotecnico – GEO*) sia di quelli strutturali (*SLU di tipo strutturale – STR*) tenendo conto in linea generale dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 4, 5, 6 (6.1 / 6.2 / 6.3), seguendo uno dei due seguenti approcci progettuali:

*Approccio 1:*

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R2).

*Approccio 2:*

- Combinazione (A1+M1+R3).

### **Opere di fondazione di tipo diretto**

Per quanto riguarda le **fondazioni di tipo diretto**, le Norme Tecniche per le costruzioni del 17.01.2018 impongono, in particolare, di verificare che esse siano verificate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

*SLU di tipo geotecnico (GEO):*

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale;

*SLU di tipo strutturale (STR):*

- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali,

accertando che la condizione (I) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica a stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 4 e 5* per le azioni e i parametri geotecnici e nella *tabella 6.3* per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo sempre conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle suddette e seguendo la combinazione (A1+M1+R3) prevista dall'Approccio 2. Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Le verifiche agli stati limite ultimi in condizioni sismiche devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nelle *tabelle 4 e 5*, e imponendo un coefficiente  $\gamma_R$  come previsti dalla *tabella 7.11.II* del *paragrafo 7.11.5.3.1 delle N.T.C.-2018*.



**Pareti e muri controterra, opere di sostegno, spalle dei ponti**

In base a quanto previsto dal *paragrafo 6.5.3.1.1. del D.M. 17.01.2018*, per le strutture in elevazione progettualmente previste (pareti controterra in c.a. relative a canali e manufatti di contenimento liquidi) si è provveduto ad eseguire le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

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

accertando sempre che la condizione  $E_d \leq R_d$  (1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Si evidenzia che relativamente ai canali e ai manufatti scatolari non sono state effettuate verifiche specifiche a scorrimento e a ribaltamento, oltre che a stabilità globale, in quanto non assimilabili a vere e proprie opere di sostegno, bensì a manufatti interrati confinati da ambo i lati, per i quali, tali tipi di verifiche non assumono significato fisico.

Le verifiche di stabilità globale, sempre in riferimento al *paragrafo 6.5.3.1.1. del D.M. 17.01.2018* saranno effettuate secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R2).

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 4, 5 e 6.3*.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la Combinazione (A1, M1, R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 4, 5 e 6.2*.

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, ovvero determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte terranno in conto, ove potenzialmente presente,

del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno.

### **Opere di sostegno provvisoriale (paratie e palancole metalliche)**

In base a quanto previsto dal *paragrafo 6.5.3.1.2. del D.M. 17.01.2018*, per le opere di sostegno provvisoriale degli scavi (paratie, palancole, diaframmi, ecc.) si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD):*
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
  - collasso per carico limite verticale;
  - sfilamento di uno o più ancoraggi;
  - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
  - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
  - sifonamento del fondo scavo;
  - instabilità globale dell'insieme terreno-opera.
- *SLU di tipo strutturale (STR):*
  - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
  - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
  - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

accertando sempre che la condizione  $E_d \leq R_d$  (1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

– Combinazione 2: (A2+M2+R2).

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 4, 5 e 6.3*

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R1).

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 4, 5 e 6.2*, con i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R1 pari all'unità.

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 *delle N.T.C.* per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete  $\delta > \phi'/2$ , ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

In tutti i casi, nelle **condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante** devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

### **Fronti scavo e verifiche di stabilità**

Con riferimento alle condizioni statiche le verifiche devono essere condotte secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) e, in relazione al *capitolo 6.8*, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 4, 5 e 6.3*.

La verifica di stabilità sarà, pertanto, superata se il rapporto tra le forze resistenti e le forze agenti ( $\gamma_R$ ) risulterà superiore a 1.1.

Il progetto tiene in conto dell'esistenza di opere e sovraccarichi in prossimità degli scavi, esaminandone l'influenza sul regime delle acque superficiali, garantendo la stabilità e la funzionalità delle costruzioni preesistenti nell'area interessata dai lavori.

Per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere, in generale, prevista un'opportuna armatura di sostegno provvisoria delle pareti di scavo oppure un'adeguata sagomatura del fronte scavo con pendenza tale da rispettare i coefficienti di sicurezza previsti dalle norme tecniche vigenti.

Le verifiche devono essere svolte nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) e nei confronti degli stati limite di servizio (SLE), quando pertinenti. Le azioni dovute al terreno, all'acqua e ai sovraccarichi, anche transitori (per esempio dovuti ai mezzi di cantiere) devono essere calcolate in modo da pervenire, di volta in volta, alle condizioni più sfavorevoli tra quelle corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione e all'esercizio dell'opera.

Nelle verifiche di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche possono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1 N.T.C.-2018) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.2$ .

Si deve, inoltre, tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

Le opere con valenza geotecnica in progetto, ove pertinente e ritenuto necessario vanno inoltre, verificate anche nei confronti degli stati limite di esercizio, con riferimento a quanto previsto dal paragrafo 6.2.4.3 del D.M. 17.01.2018. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti (cedimenti) compatibili e le prestazioni attese per le opere stesse, in relazione all'importanza e all'uso a cui sono destinate.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere, quindi, rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \quad (2)$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni, stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

### **Verifiche di tipo idraulico a galleggiamento e sifonamento**

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante  $V_{inst,d}$ , combinazione di azioni permanenti ( $G_{inst,d}$ ) e variabili ( $Q_{inst,d}$ ), sia non

maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{stb,d}$ ) e delle resistenze ( $R_d$ ):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{dove: } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella *Tab. 6.2.III delle N.T.C.-2018*. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(0)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili $Q$	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

Tabella 7 – Coefficienti parziali delle azioni (A) per le verifiche idrauliche.

Considerata la tipologia di opere caratterizzate da manufatti interrati e confinati da ambo i lati, la litologia del terreno in sito nonché la non rilevante potenzialità della falda, si è ritenuto congruo non svolgere particolari verifiche in esercizio riguardanti gli *stati limite ultimi di tipo idraulico (sifonamento e sollevamento)* di cui al *paragrafo 6.2.4.2 del D.M. 17.01.2018*, in quanto caratterizzati da scarsa valenza e sussistenza fisica in rapporto alla quota relativa di falda. Può essere, pertanto, ritenuta ragionevolmente giustificata l'omissione di tali tipi di verifiche.

**Si evidenzia che la presente relazione riporta le verifiche delle opere in progetto con riferimento agli stati limite di tipo geotecnico (GEO) rimandando, in tal senso, le verifiche di tipo strutturale (STR) alla specifica *Relazione di calcolo strutturale* allegata al progetto.**

#### 4.2. **Interazione e modellazione terreno – fondazioni**

I manufatti previsti in progetto sono sostanzialmente costituiti da fondazioni di tipo diretto assimilabili alla tipologia “a platea”, in grado di distribuire ottimamente ed in maniera uniforme le sollecitazioni trasmesse dalle azioni di calcolo. L’iterazione tra dette strutture di fondazione e il terreno assunta ai fini di calcolo è stata, quindi, rappresentata mediante una schematizzazione su suolo elastico alla Winkler (1867). Sono stati, quindi, utilizzati dei vincoli elastici costituiti da molle traslazionali, reagenti linearmente ed aventi un modulo di reazione verticale  $k_w$  variabile in funzione sia della forma e delle dimensioni delle fondazioni che del loro piano di posa (approfondimento) rispetto al piano di riferimento nonché dall’entità dei carichi applicati. Il modulo di reazione orizzontale, per simulare anche l’effetto dell’attrito alla base tra terreno e fondazione, con la conseguente notevole riduzione degli spostamenti in direzione x e y, rispetto a quelli in direzione z, è stato convenzionalmente assunto di un ordine di grandezza superiore rispetto a quello verticale, ovvero pari a circa 3 volte rispetto a quest’ultimo.

Il modello di Winkler, con notevole semplificazione e al solo fine del calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali, caratterizza, quindi, il sottosuolo attraverso una relazione lineare tra il cedimento di un punto dell’interfaccia terreno-fondazione, e la pressione  $\sigma_T(x)$  agente nello stesso punto:

$$\sigma_T(x) = k_w \cdot \delta(x)$$

dove  $k_w$  [F/L<sup>3</sup>] è detta “**costante di sottofondo**” o “coefficiente di reazione verticale del terreno” ed è valutabile in funzione del tipo di terreno e  $\delta(x)$  è la funzione abbassamento, ovvero cedimento, della fondazione di calcolo. In tal senso la tensione massima trasmessa dalla platea di fondazione sul terreno si ottiene direttamente dall’analisi strutturale moltiplicando l’abbassamento o cedimento massimo di calcolo per la costante di sottofondo  $k_w$  di Winkler assunta. Tale valore è direttamente confrontabile con quello di capacità portante della fondazione desunto dalla relazione geotecnica di progetto e calcolato secondo la teoria di *Terzaghi e il metodo di Brinch – Hansen*, per la condizione di stato limite assunta.

La stima del modulo di reazione verticale del terreno da inserire nel modello numerico è stata effettuata mediante i seguenti metodi:

- utilizzando la formula proposta da *Bowles (1974)* e calcolando l'ipotetico cedimento a tempo infinito (a lungo termine o totale) delle diverse fondazioni in progetto nei confronti dei carichi statici agenti.

$$K_w = 40 \cdot Q_a \cdot FS \cdot (2,54 / \delta) = 40 \cdot Q_{ult} \cdot (2,54 / \delta)$$

dove:

- $Q_a$  è la pressione ammissibile di esercizio sul terreno, pari a  $Q_{ult} / FS$ ;
  - $Q_{ult}$  è la pressione ultima del terreno corrispondente ad un cedimento di un pollice;
  - 40 è un coefficiente sperimentale introdotto da Bowles corrispondente varievole per il suddetto cedimento limite di un pollice (2,54 cm);
  - FS è il fattore di sicurezza (safety factor), assunto pari a 3;
  - $\delta$  è il cedimento di calcolo.
- utilizzando la relazione proposta da *Vesic (1961)* e analoghe successive di bibliografia, in funzione dei parametri di deformabilità del terreno (modulo elastico), coefficiente di Poisson e delle dimensioni della fondazione (larghezza o area):

$$k_w = (1 / B \cdot E) / (1 - \nu^2)$$

o in alternativa:

$$k_w = (\lambda / A^{1/2}) \cdot (1 / (1 - \nu^2)) \cdot E_d$$

dove:

- B è la larghezza della fondazione;
- A è l'area della fondazione;
- $\lambda$  è un fattore di concentrazione variabile in funzione della geometria della fondazione e dei rapporti tra i lati a e b (in caso di fondazione rettangolare);
- $\nu$  è il coefficiente di Poisson, assunto in media pari a 0,3;
- E è il modulo elastico del terreno interessato dalle fondazioni della costruzione, desumibile dai parametri geotecnici caratteristici dei terreni di fondazione

tabellati al *paragrafo 3.3* della presente relazione; si evidenzia che nel caso in cui le fondazioni dei manufatti avessero un piano di imposta intermedio o a confine tra differenti unità geotecniche, è stato preso in considerazione il valore medio tra le stesse, riferito ai valori minimi caratteristici individuati;

- $E_d$  è il modulo edometrico, pari a circa  $1,2 E \div 1,3 E$  (per  $v = 0,25 \div 0,30$ ).

I valori di  $k_w$  (o  $k_s$ ) calcolati per via numerica, sono stati, quindi, confrontati con i valori proposti sulle principali pubblicazioni di letteratura al fine di un'opportuna omogenizzazione, taratura e verifica di congruità complessiva.

#### 4.3. **Stima dei cedimenti**

Per quanto riguarda la **stima dei cedimenti a lungo termine** considerata la profondità media di imposta delle fondazioni dei principali manufatti in progetto, si potrà fare riferimento al metodo di *Burland and Burbidge (1985)*, valido per terreni incoerenti sulla scorta dei risultati desunti dalle prove penetrometriche dinamiche (Nspt) effettuate e in funzione delle dimensioni delle fondazioni e del loro approfondimento medio:

$$\delta = \sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c \quad [mm]$$

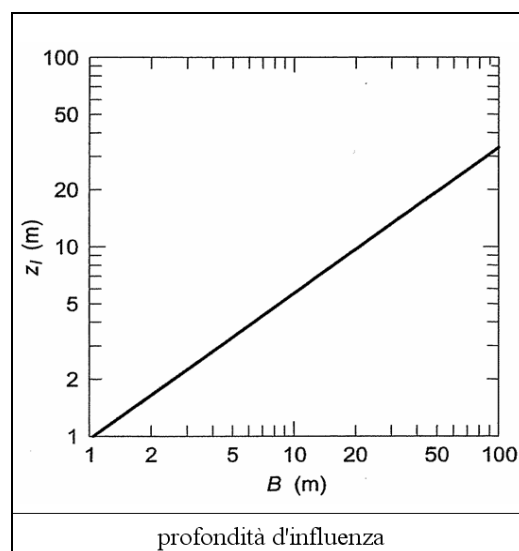
dove:

- $\delta$  è il cedimento di calcolo, a lungo termine;
- $I_c$  è l'indice di compressibilità, correlato al valore N delle prove penetrometriche dinamiche e pari a:  $1,7 / N^{1,4}$ ; a tal proposito si evidenzia che il valore di Nspt assunto per la stima di tale indice, è stato riferito alla profondità di posa delle fondazioni rispetto al piano campagna variabile da circa 2,5 m a circa 7,0 m, considerando, altresì, ove necessario, la bonifica preliminare e la compattazione preventiva del terreno di sottofondo direttamente interessato dalle opere di fondazione medesime, al di sotto del quale, come desumibile dai sondaggi disponibili, si determina un ulteriore e progressivo miglioramento delle proprietà geomeccaniche dello stesso. Per i suddetti motivi, in considerazione dei risultati delle indagini geognostiche, della profondità di influenza delle fondazioni e delle suddette considerazioni, è stato assunto, con sufficiente affidabilità, un valore di Nspt



medio di calcolo non inferiore a 20. Relativamente ai ponti stradali, caratterizzati da fondazioni di tipo misto, si è fatto riferimento ad un valore di  $N_{spt}$  medio corrispondente alle caratteristiche del terreno di fondazione da circa 6/7 m di profondità dal p.c. in poi, con valore pari ad almeno 40.

- $q$  è il carico unitario, espresso in  $\text{kN/m}^2$  (carico distribuito sulla platea di fondazione dovuto al peso proprio e ai carichi permanenti portati dalla struttura);
- $\sigma'_{v0}$  è la tensione litostatica nel caso in cui la fondazione sia posta ad una profondità cui corrisponde una tensione di preconsolidazione cautelativamente stimata per un approfondimento del piano di fondazione non superiore al metro;
- $B$  è la larghezza della fondazione la quale determina una corrispondente profondità d'influenza secondo il seguente grafico:



*Figura 2 – Grafico per la determinazione della profondità d'influenza in funzione della larghezza della fondazione.*

Per quanto riguarda, invece, la **stima dei cedimenti immediati** nei terreni interessati dalle opere in progetto si può, inoltre, fare riferimento al metodo di Christian e Carrier (1978), secondo la seguente espressione:

$$S_i = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{p \cdot B}{E}$$

dove:

- $p$  è il carico agente in fondazione;

- $B$  è la larghezza della fondazione;
- $E$  è il modulo di deformazione elastica del terreno.
- $\mu_0$  e  $\mu_1$  sono fattori (di forma e di profondità) dipendenti rispettivamente dalla profondità del piano di fondazione e dallo spessore dello strato compressibile (figura 3).

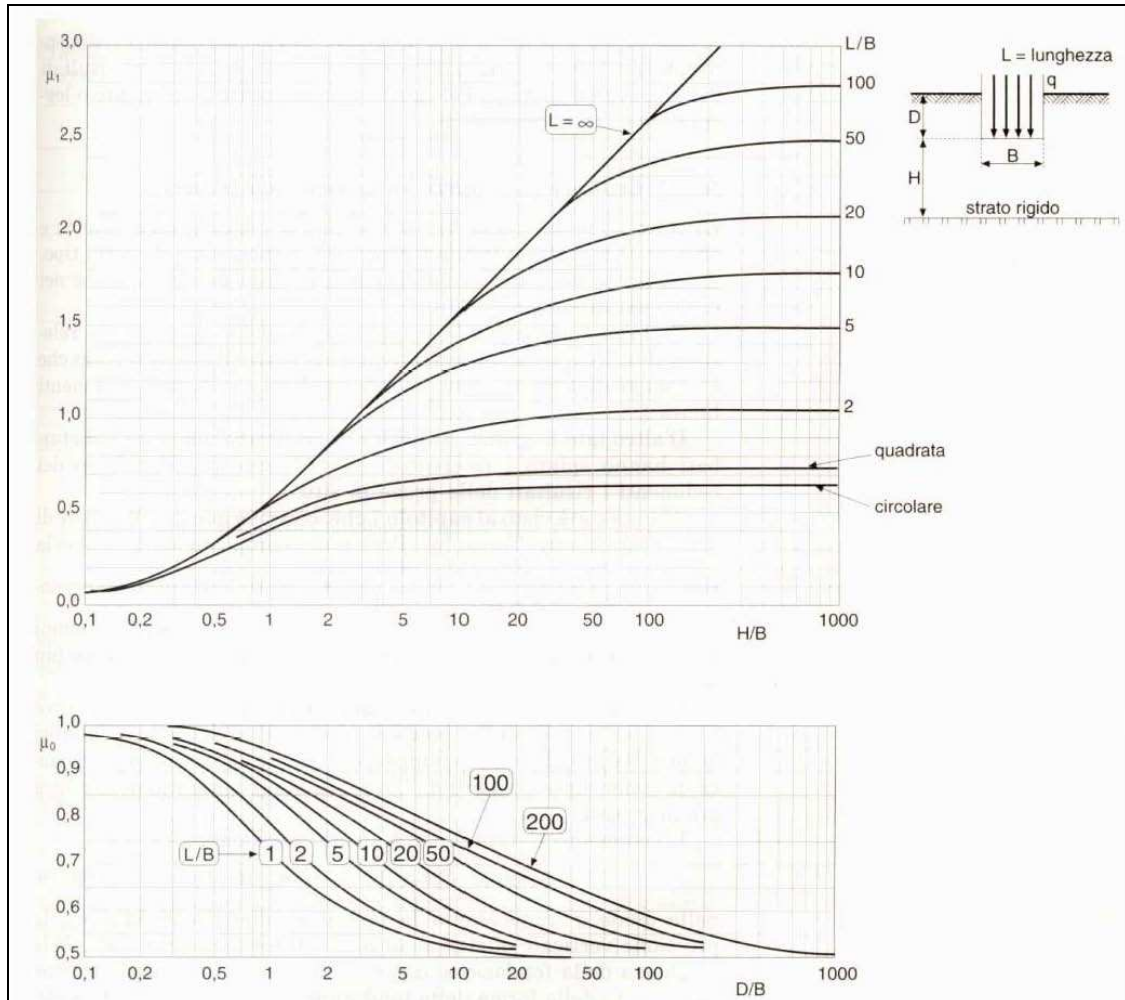


Figura 3 – Coefficienti di forma e di profondità per il calcolo del cedimento immediato.

La tabella seguente riporta, quindi, per ciascun manufatto in progetto, i valori della costante di sottofondo recepiti nei calcoli e determinati secondo le modalità sopra descritte:

Intervento	Manufatto	Stima costante di sottofondo $k_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]
1	Canale di presa ed edificio di regolazione	$\cong 40000$
	Ponte stradale su canale di presa	$\cong 50000$
2	Ponte stradale su canale Magrelli	$\cong 40000$

	Ponte stradale su canale scolmatore	$\cong 50000$
	Deviazione canale Magrelli (tra int. 2 e int. 3)	$\cong 20000$
<b>3</b>	Edificio di scarico Poetto in canale scolmatore	$\cong 40000$
	Nuovo sifone scaricatore Poetto	$\cong 40000$
<b>4</b>	Manufatto di sfioro di emergenza	$\cong 20000$
<b>5</b>	Ponte stradale S.P. 32 Pontestura – Camino	$\cong 50000$
	Ponte stradale su canale Magrelli	$\cong 40000$
	Muri di testata sottopassi fosso Poetto	$\cong 30000$
<b>6</b>	Pozzetti di testata sifone presa irrigua	$\cong 40000$

*Tabella 7 – Costante di sottofondo applicata per la modellazione dei manufatti in progetto.*

Alternativamente ai suddetti valori, per i modelli di calcolo semplificati sviluppando i manufatti a pareti controterra incastrate in fondazione ovvero a muri a mensola, sono stati utilizzati i valori del modulo di deformazione elastica del terreno riportati nelle *tabelle 3a e 3b*, in funzione dell'orizzonte di terreno interessato dall'approfondimento delle fondazioni.

#### **4.4. Calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione**

Per fondazione si intende una struttura adatta a trasmettere il peso del costruzione e le altre forze agenti sulla sovrastruttura al terreno. I carichi trasmessi da una struttura al terreno di fondazione non devono superare la massima resistenza al taglio mobilitabile dal terreno stesso. Nel caso ciò avvenisse la conseguenza sarebbe la rottura degli strati portanti, che si manifesterebbe con ampie deformazioni non tollerabili dalla sovrastruttura.

Per fondazione si intende una struttura adatta a trasmettere il peso della costruzione e le altre forze agenti sulla sovrastruttura al terreno. I carichi trasmessi da una struttura al terreno di fondazione non devono superare la massima resistenza al taglio mobilitabile dal terreno stesso. Nel caso ciò avvenisse la conseguenza sarebbe la rottura degli strati portanti, che si manifesterebbe con ampie deformazioni non tollerabili dalla sovrastruttura.

Il valore della resistenza al taglio massima mobilitabile, e quindi il carico massimo teorico che può essere applicato dalla costruzione, viene definito capacità portante limite del

terreno di fondazione. Vengono definite superficiali le fondazioni in cui sia verificata la disuguaglianza:

$$D < 4 B$$

in cui  $D$  è la profondità di posa della fondazione dal piano campagna e  $B$  la dimensione del lato corto della fondazione stessa.

Il comportamento teorico del terreno di fondazione sottoposto all'applicazione di un carico viene generalmente schematizzato secondo le indicazioni di *Terzaghi (1943)*. Si suppone quindi che, per una fondazione ruvida, nel terreno caricato del peso della costruzione si possano individuare 3 zone a comportamento meccanico e reologico differente (come indicato nella figura seguente):

1. zona, geometricamente assimilabile ad un cuneo (in figura indicata con il triangolo AEB), in cui il terreno mantiene un comportamento elastico e tende a penetrare negli strati sottostanti, solidalmente con la fondazione; questo cuneo forma un angolo uguale a  $\varphi$  ( $\varphi$  = angolo di resistenza al taglio del terreno su cui poggia la fondazione) rispetto all'orizzontale secondo *Terzaghi*, uguale a  $45^\circ + \varphi/2$  secondo *Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen*;
2. zona di scorrimento radiale (in figura, settori AFB e ECB), rappresentabile graficamente da una serie di archi di spirale logaritmica per  $\varphi > 0$  o di cerchio per  $\varphi = 0$ , dove avviene la trasmissione dello sforzo applicato dal cuneo di materiale che costituisce la zona 1;
3. zona che si oppone alla penetrazione del cuneo della zona 1 nel terreno (in figura, triangoli AGF e ECD); si assume teoricamente che assuma la forma di un triangolo isoscele con un'inclinazione dei due lati uguali rispetto all'orizzontale di  $45^\circ - \varphi/2$ ; sulla superficie di questa zona agisce, con effetto stabilizzante, il peso del terreno sopra il piano di posa della fondazione ed altri eventuali sovraccarichi.

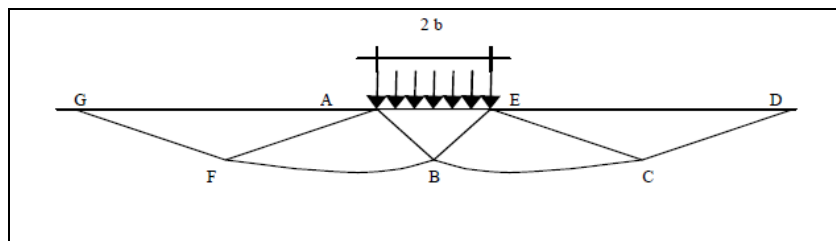


Figura 4 – Schema teorico del comportamento del terreno di fondazione.

Si ha la rottura del terreno di fondazione quando il carico applicato dal cuneo della zona 1 supera la resistenza passiva della zona 3. In questo caso la zona 1 penetrerà nel terreno di fondazione, che tenderà a rifluire lateralmente lungo la zona di scorrimento plastico, dando luogo a rigonfiamenti superficiali.

Si può giungere alla rottura del terreno attraverso tre modalità differenti:

- a) rottura di tipo generalizzato: in terreni addensati e/o consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta rapidamente per piccoli incrementi di deformazione; al superamento della portanza limite il terreno si rompe e subisce grosse deformazioni; riportando in grafico gli sforzi applicati e le deformazioni relative risulta facilmente identificabile il valore della resistenza al taglio massima;
- b) rottura di tipo locale: in terreni sciolti e/o scarsamente consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta gradualmente in relazione a significativi incrementi di deformazione; risulta difficile individuare in questo caso la resistenza al taglio massima, superata la quale si ha la rottura del terreno, in quanto qui il fenomeno avviene con maggiore gradualità;
- c) rottura di tipo intermedio: presenta caratteristiche intermedie fra la rottura di tipo generalizzato e locale.

Numerose sono le relazioni analitiche proposte per valutare la capacità portante di una fondazione superficiale. Le più utilizzate ed attendibili sono quelle di *Terzaghi*, *Meyerhof*, *Vesic* e *Brinch-Hansen*. Tra tutte le suddette formule, quella più corretta da utilizzare nel caso in esame è risultata essere la formula di *Brinch-Hansen*, così come indicato nei recenti Eurocodice 7 (progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali) ed Eurocodice 8 (indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici), valida per terreni sciolti di qualunque natura e per tipologie di fondazione sia superficiali che profonde.

Affinché una fondazione possa resistere al carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove  $V_d$  è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati od eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

### **CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE**

#### Metodo di Terzaghi (1955)

*Terzaghi*, proseguendo lo studio di *Caquot*, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

L'espressione del carico limite risulta:

$$q_{lim} = A \cdot \gamma \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui “C” è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\varphi$  prima definito;  $b$  è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma. Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull'effettivo comportamento del terreno.

In un terreno molto sciolto, invece, la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti. Per i terreni molto sciolti, *Terzaghi* consiglia, quindi, di prendere in considerazione il valore di carico limite che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \cdot \tan \varphi \quad e \quad c_{rid} = \frac{2}{3} \cdot c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$q_{\text{lim}} = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

dove  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  sono i fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio e così definiti:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'}$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$$

#### Formula di Brinch – Hansen (1970)

Rappresenta un'ulteriore estensione della formula di *Terzaghi*; che prevede l'introduzione di una serie di coefficienti correttivi che tengono conto di vari fattori, espressa dalla seguente formula generale:

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

dove:

- $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio e precedentemente definiti;
- $s_c$ ,  $s_q$ ,  $s_\gamma$  = fattori di forma della fondazione;
- $i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_\gamma$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- $b_c$ ,  $b_q$ ,  $b_\gamma$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- $d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_\gamma$  = fattori dipendenti dalla profondità "D" del piano di posa della fondazione;
- $g_c$ ,  $g_q$ ,  $g_\gamma$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna.

La formula di *Brinch – Hansen* vale per qualsiasi rapporto D/B, quindi, sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità:

Per valori di  $D/B < 1$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

Per valori di  $D/B > 1$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

*Fattore di forma (formulazioni in riferimento ai risultati ottenuti da De Beer):*

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

NB: nel caso di fondazione nastriforme i suddetti coefficienti risultano pari all'unità.

*Fattore di inclinazione di carico:*

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{N + BLc' \cot g \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{N + BLc' \cot g \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$



*Fattore di inclinazione del piano di fondazione:*

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'} \quad b_\gamma = b_q$$

con  $\alpha$  = angolo di inclinazione del piano di fondazione.

*Fattore di inclinazione del terreno (piano campagna):*

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

con  $\omega$  = angolo di inclinazione del piano campagna.

*Fattori correttivi sismici:*

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del  $q_{lim}$  vengono, infine, introdotti i seguenti fattori correttivi:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi'}\right)^{0.35} \quad z_c = 1 - 0,32k_h$$

$$z_\gamma = z_c$$

dove  $k_h$  è il *coefficiente sismico orizzontale* di progetto.

#### **4.5. Valutazione delle azioni del terreno sulle opere**

I manufatti in progetto verranno sollecitati dalle azioni verticali ed orizzontali rispettivamente trasmesse in fase di esercizio dal terreno di ricoprimento e da quello di rinfilanco per il quale, sulla base delle indicazioni fornite dalla *Relazione Geologica* di progetto e con riferimento alle caratteristiche geotecniche riportate nelle *tabelle 3a e 3b*, adottando un intervallo di confidenza del 95%.

- Azione verticale dovuta al terreno di ricoprimento (applicata sulla suola di monte delle opere di sostegno o delle spalle dei ponti e sullo sporto di monte della platea di fondazione delle opere, ove presente):

$$q_{v,terreno} = \Delta h \cdot \gamma_t$$

in cui  $\Delta h$  è l'altezza del terreno di ricoprimento dell'opera e  $\gamma_t$  il relativo peso di volume.

- Azione orizzontale dovuta al terreno di rinfilanco (applicata sulle pareti laterali delle opere):

tale azione si traduce in carico uniformemente distribuito variabile linearmente con la profondità, la cui risultante è una spinta  $S$  dipendente dalle caratteristiche geomeccaniche del terreno e per la cui determinazione ci si è avvalsi della teoria di Coulomb. Tale metodo ipotizza superfici di scorrimento piane passanti per la base della parete e le cui espressioni dei coefficienti di spinta possono essere ottenute analizzando l'equilibrio limite di un cuneo di terreno delimitato dal paramento interno della parete, dalla superficie di scorrimento e dalla superficie limite del terrapieno.

Il calcolo delle spinte con tale metodologia comporta l'assunzione delle seguenti ipotesi:

- materiale omogeneo ed isotropo dotato di solo attrito;
- superficie di rottura piana;
- superficie limite del terrapieno piana (anche inclinata ma non irregolare);
- resistenza di attrito uniformemente distribuita lungo la superficie di rottura;
- attrito non nullo tra terreno e muro;
- paramento del muro non necessariamente verticale;
- condizioni di stato di equilibrio limite;
- condizioni di rottura in stato di deformazione piana.

Pertanto per un terreno incoerente, in condizioni di assenza di falda, la spinta  $S$  del terreno può essere determinata con la seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot k_a \cdot h^2$$

mentre il carico distribuito avrà intensità massima, in corrispondenza del piede della parete, pari a:

$$q_{h,terreno} = k_a \cdot h \cdot \gamma_t$$

dove:

$k_a$  = coefficiente di spinta attiva, determinato tramite l'equazione di *Muller – Breslau*:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

$h$  = altezza della parte interrata di parete;

$\varphi'$  = angolo di resistenza a taglio che caratterizza il terreno.

### **Incremento dinamico della spinta del terreno in condizioni sismiche**

Ai fini dell'analisi della spinta delle terre sotto l'azione sismica, in riferimento alle indicazioni fornite dal *paragrafo 7.11.3.5.2* del D.M. 17.01.2018 e dall'Eurocodice 8 – parte 5 (UNI EN 1998-5), verrà utilizzato il metodo pseudo-statico di *Mononobe – Okabe*, quale estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb precedentemente illustrato. Tale metodo considera che il cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro (“cuneo di rottura”) si comporti come un corpo rigido soggetto ad un'accelerazione orizzontale  $a_h$  e verticale  $a_v$  uniformi all'interno del cuneo.

L'azione sismica è, quindi, rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  dell'opera di sostegno, del volume di terreno a tergo dell'opera stessa, supposto in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto ed è dipendente dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come  $F_h = k_h \cdot W$  ed  $F_v = k_v \cdot W$ , con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

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

dove:

$\beta_m$  = 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 attesa al sito 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 ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ) del sito;
- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- $\beta_m$  è un fattore di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, dipendente dallo spostamento ammissibile dell'opera e definito dal *paragrafo 7.11.6.2.1 delle N.T.C.-2018*, pari a 0,38 nelle verifiche a stato limite ultimo (SLV) e pari a 0,47 nelle verifiche a stato limite di esercizio (SLD). Per le verifiche a ribaltamento i suddetti valori vanno incrementati del 50%. Per pareti o muri impediti di muoversi  $\beta_m$  è posto = 1,0.

Detto  $W$  il peso del cuneo di rottura, l'effetto sismico è, quindi, portato in conto come una forza statica equivalente di componenti  $k_h W$  in orizzontale e  $\pm k_v W$  in verticale.

Essendo le opere in progetto assimilabili, a favore di sicurezza, a strutture rigide/semirigide, con pareti verticali e terrapieno orizzontale, l'azione di incremento dinamico della spinta del terreno vale, pertanto:

$$q_{Sh,terreno} = k_h \cdot h \cdot \gamma_t$$

$$q_{Vh,terreno} = \pm 0,5 \cdot k_h \cdot h \cdot \gamma_t$$

Pertanto il valore della spinta complessiva del terreno in condizioni sismiche (statica + sismica) vale:

$$S_{tot} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t (1 \pm k_v) \cdot k_a \cdot h^2$$

Nel caso specifico, invece, in cui il terreno a tergo delle strutture possa essere considerato in condizioni prossime a quelle di riposo, ovvero per le strutture rigide a sezione scatolare previste per la realizzazione di scatolari, pozzetti e manufatti analoghi, l'incremento dovuto al sisma relativo al terreno è stato stimato attraverso l'espressione proposta da *Wood*,

la quale risulta indipendente dai parametri di resistenza del terreno che si assume ancora in campo elastico e che, per tali tipi di strutture (rigide appunto) difficilmente raggiunge le condizioni limite di rottura:

$$\Delta S = \frac{a_g}{g} \cdot S_s \cdot \gamma \cdot H^2$$

con:

- $a_g/g$  l'accelerazione sismica di progetto;
- $S_s$  il fattore correttivo stratigrafico.

Il carico sismico sarà, in tal caso, equiparabile ad un carico distribuito applicato linearmente sulle pareti delle strutture, con intensità pari a:

$$q_{sis} = \Delta S / H$$

Si evidenzia che in corrispondenza dei tratti di canale oggetto di rifacimento/rivestimento o di manufatti con sezione aperta ad “U”, in considerazione del fatto che gli stessi, in quanto strutture simmetriche, sono caratterizzate da vincolo traslazionale per mutuo contrasto alla base delle pareti (in fondazione), ma che possono, comunque, subire rotazioni e/o spostamenti in corrispondenza della sommità del paramento dei muri, potrà essere cautelativamente adottata, anche in riferimento alla letteratura disponibile in materia, una spinta delle terre in condizioni statiche intermedia tra quella attiva e quella a riposo, assunta pari a  $k_0 = 1 - \sin\phi$  (*Jaky*). In condizioni sismiche si farà, invece, riferimento al metodo di *Mononobe-Okabe* sopra descritto, assunto cautelativamente un coefficiente  $\beta_m$  unitario. Ove presente e pertinente sarà, inoltre, considerata l'inclinazione del pendio o del terreno a tergo del paramento delle opere.

I **muri di sostegno**, le **pareti controterra e le spalle dei ponti**, incluse quelle dei manufatti e dei pozzetti interrati in progetto, devono soddisfare le condizioni di stabilità globale con i metodi di analisi di cui al § 7.11.6.2.1 delle N.T.C.-2018 e le verifiche di sicurezza di cui ai § 6.5.3.1.1 e 7.11.6.2.2, nelle quali si richiede il rispetto della *condizione* 6.2.1 delle N.T.C.-2018, con le prescrizioni di cui al § 7.11.1. Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli

eventuali sovraccarichi. In aggiunta all'analisi della sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Per quanto riguarda, invece, le **paratie** e, più in generale, le **opere di sostegno provvisoria**, le componenti orizzontale e verticale  $a_h$  e  $a_v$  dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Anche in questo caso, in mancanza di studi specifici,  $a_h$  può essere legata all'accelerazione di picco  $a_{max}$  attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove:

- $g$  è l'accelerazione di gravità;
- $k_h$  è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- $\alpha \leq 1$  è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera;
- $\beta \leq 1$  è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre  $a_v = 0$ .

L'accelerazione di picco  $a_{max}$  è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come:

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

dove:

- $a_g$  è l'accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido riferita allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV);
- $S_S$  e  $S_T$  sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica precedentemente definiti;

Il valore del coefficiente  $\alpha$  può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva  $H$

della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di *figura 7.11.2 delle N.T.C.-2018*, mentre il valore del coefficiente  $\beta$  può essere ricavato dal diagramma di *figura 7.11.3 delle N.T.C.-2018*, in funzione del massimo spostamento  $u_s$  che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

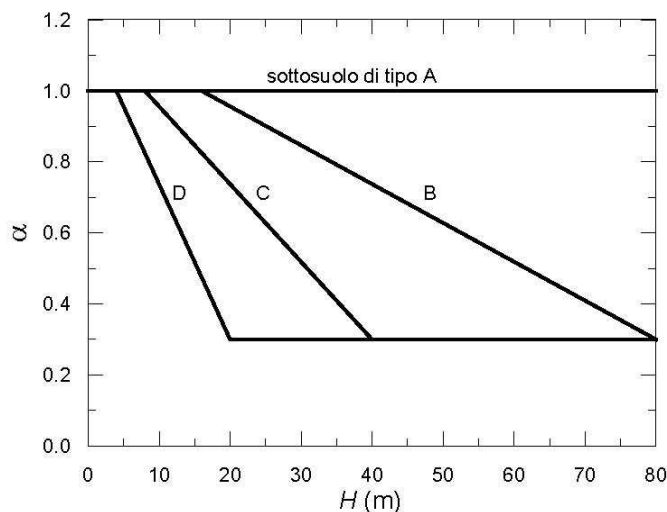


Fig. 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$

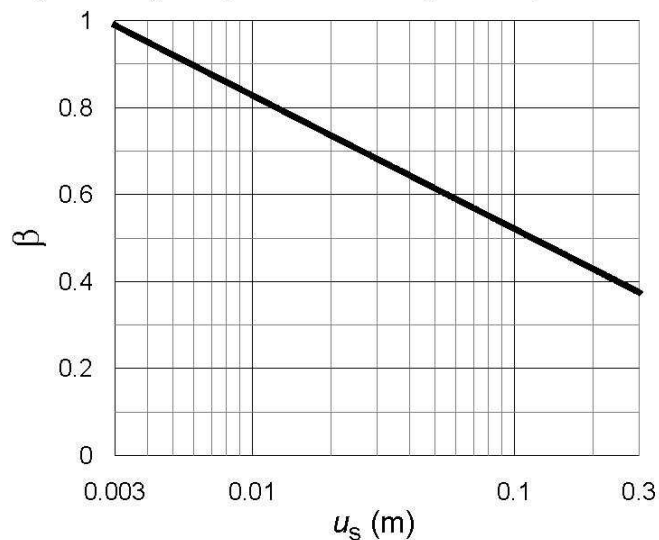


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$ .

Per  $u_s = 0$  è  $\beta = 1$ . Deve comunque risultare:  $u_s \leq 0,005 H$ .

Se  $\alpha \times \beta \leq 0,2$  deve assumersi  $k_h = 0,2 a_{max}/g$ .

Possono, inoltre, essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia. È necessario, infine, verificare che il sito, per effetto del terremoto di progetto, non sia suscettibile di liquefazione. In caso contrario occorre predisporre le misure necessarie perché

non si verifichi tale fenomeno.

### **Azione del terreno nelle verifiche di stabilità dei pendii e fronti scavo**

Anche l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici nei quali l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come  $F_h = k_h \cdot W$  ed  $F_v = k_v \cdot W$ , con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

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

dove:

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

$g$  = accelerazione di gravità.

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella *tabella 7.11.I* delle N.T.C.-2018 al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Per quanto riguarda, invece, specificatamente i **fronti scavo**, si adotteranno i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

- $\beta_s = 0.38$  nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)
- $\beta_s = 0.47$  nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).



**Spinta del terreno in presenza di falda**

In presenza di falda, per la porzione di terreno posta al di sotto di quest'ultima, verrà applicata un'aliquota di spinta esercitata dal terreno, da valutarsi in termini di tensioni efficaci, e da un'aliquota aggiuntiva dovuta dall'azione dell'acqua in termini idrostatici. Per quanto concerne le verifiche dei fronti scavo provvisori, con riferimento ai sondaggi geotecnici svolti, è stata cautelativamente assunta una quota di falda posta, in condizioni più gravose (nel periodo di irrigazione), all'incirca alla quota di piano campagna (a circa - 1,0 m da p.c.).

Si evidenzia, inoltre, in considerazione delle caratteristiche litologiche e stratigrafiche del terreno in sito, che l'azione esercitata a tergo delle pareti delle strutture, è stata cautelativamente valutata assumendo il terreno permeabile in condizioni dinamiche di falda, portando in conto, oltre all'azione idrostatica della falda, anche l'effetto idrodinamico, determinato sempre tramite l'espressione di Westergaard precedentemente riportata.

Alla luce di questo ulteriore fattore, la spinta complessiva assunta nei calcoli, in condizioni sismiche, al di sotto della potenza di falda e con terreno permeabile in condizioni dinamiche di quest'ultima, risulta data dalla seguente espressione:

$$S_{tot} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t (1 \pm k_v) \cdot k_a \cdot h^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 + E_{wd}$$

**4.6. Verifiche di stabilità delle opere di sostegno provvisoriale e dei fronti scavo**

Tali verifiche riguardano sia la stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno relativa alle opere provvisoriale a sostegno degli scavi e dei fronti scavo a cielo aperto per l'esecuzione delle opere.

Le verifiche saranno trattate in termini di tensioni efficaci considerando, ove potenzialmente e fisicamente presente o applicabile, un sovraccarico uniformemente distribuito, applicato sul ciglio superiore del pendio o dell'opera, pari a 10 kN/m<sup>2</sup>.

Il metodo di calcolo utilizzati per tali verifiche sono quello di *Bishop (1955)* per le paratie e quello di *Jambu* ("*Stability analysis of slopes with dimensionless parameters*" – 1954) per i fronti scavo.

L'analisi di stabilità adottata dai suddetti metodi è quella dell'*equilibrio limite globale*. La verifica si conduce, quindi, esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, la si suddivide in conci la parte instabile, studiando dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale.

Le ipotesi del metodo in questione sono:

- il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- in condizioni di rottura la resistenza al taglio è completamente mobilitata lungo la superficie di scorrimento, tranne che nella fascia di terreno interessata da eventuali tension-crack;
- il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- la resistenza al taglio è espressa dal criterio di *Mohr-Coulomb*:  $\tau = c' + \sigma'_n \cdot \operatorname{tg} \varphi'$ ;
- la superficie di scorrimento è cilindrica per il metodo di Bishop ed irregolare per il metodo di Jambu;
- l'analisi è effettuata in condizioni bidimensionali.

Nell'utilizzare tali metodi di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono es-

sere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia ("Metodo delle strisce").

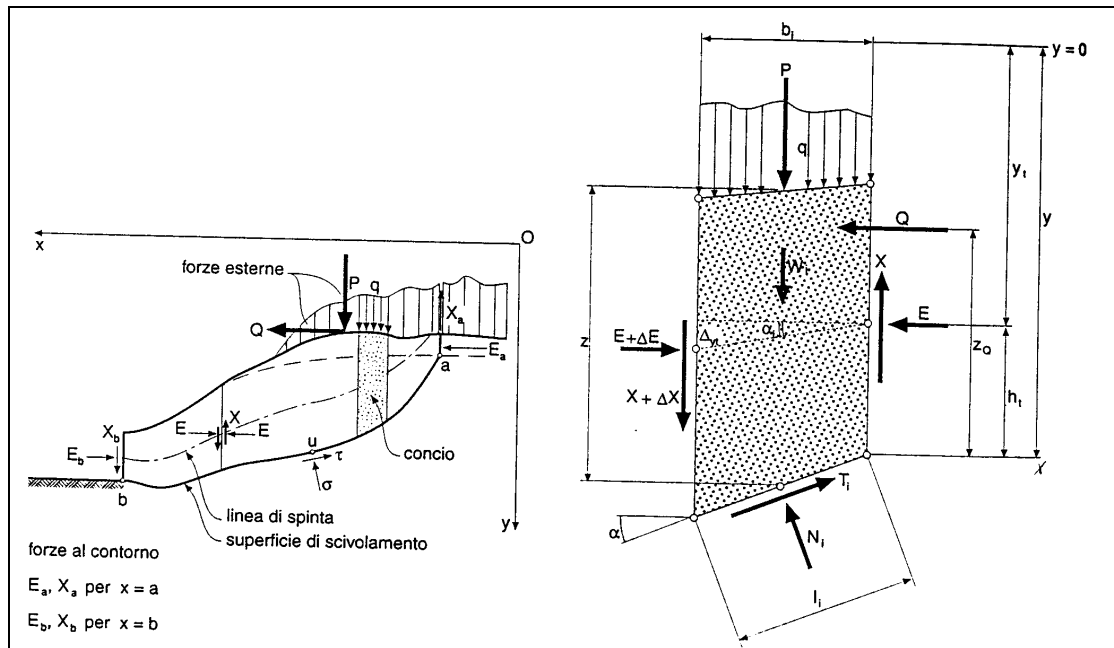


Figura 5 – Schematizzazione di calcolo del "metodo delle strisce".

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso  $W$ , l'azione tangenziale alla base  $T$ , l'azione normale efficace alla base  $N$ , la spinta dell'acqua sulla base  $U$ , gli sforzi tangenziali  $X$  e quelli normali  $E$  sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in  $n$  conci, si hanno a disposizione  $3n$  equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere  $(5n-2)$  così composte:

- $n$  valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base;
- $n-1$  valori per ciascuna delle forze d'interfaccia ( $X$  ed  $E$ );
- $n-1$  valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale;
- $n$  valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza (valore minimo).

Come accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno  $(2n-2)$  incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata.

#### 4.6.1. Opere di sostegno provvisoria

Il progetto prevede l'infissione di palancole e di paratie metalliche per il sostegno provvisorio degli scavi in progetto.

Le **palancole** previste in progetto sono state, in particolare, considerate del tipo "a mensola", ovvero libere, utilizzando il metodo di calcolo previsto dalla teoria di *Blum* (1943).

Il problema è trattato in stato di deformazione piana con la paratia considerata come struttura rigida e il terreno con comportamento di tipo rigido-plastico. Il legame pressioni spostamento è, pertanto, del tipo rigido-plastico; il valore delle pressioni di contatto è indipendente dall'entità degli spostamenti e dalle modalità con cui la parete si muove. Vengono definite lungo la parete i valori limiti che le pressioni di interazione possono assumere; detti valori sono determinati avvalendosi dei coefficienti di spinta attivi e passivi della teoria della spinta delle terre.

In base alla metodologia di calcolo suddetta si assume, quindi, che il diagramma di pressioni nette abbia un andamento crescente fino al punto di rotazione "C" assunto ad una profondità  $i_0 = 0,8 \times i$ , e che la risultante "R" delle pressioni di compenso (uguali a quelle aggiunte dalla parte passiva) e quelle al di sotto del centro di rotazione "C", sia applicata proprio nel punto di rotazione.

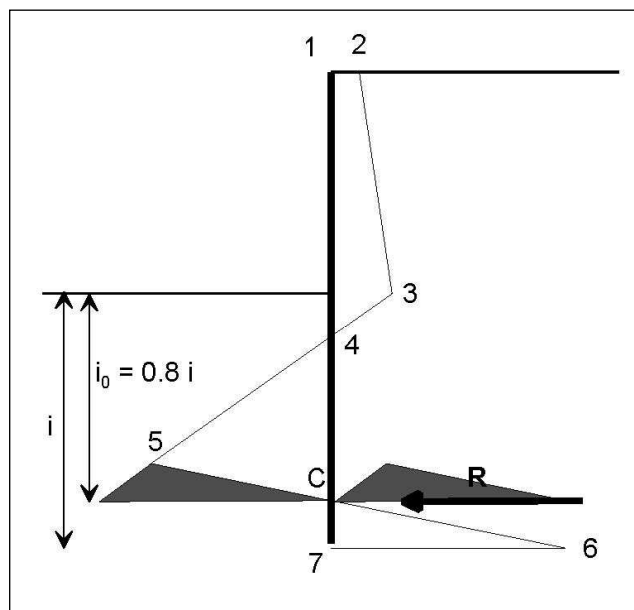


Figura 6 – Schematizzazione di calcolo paratia/palancola con il metodo di Blum.

La stabilità dell'opera viene, quindi, garantita calcolando la profondità di infissione ( $i = 1,2 \times i_0$ ) tale da soddisfare un opportuno coefficiente di sicurezza.

Il fattore di sicurezza globale è definito come la profondità di infissione effettiva sulla profondità di infissione reale ad un fattore di sicurezza pari a 1, utilizzando la stessa configurazione di pressione. Si determina, quindi, la quota della paratia dove il momento agente eguaglia il momento resistente; tale quota è impostata come la profondità necessaria per avere un  $FS_{\text{rotazione}} = 1.0$ . In questo modo, le forze orizzontali non sono in equilibrio e, per paratie stabili, la resistenza passiva è più grande di quella attiva (il taglio sulla paratia non è automaticamente bilanciato). Si calcola, quindi, il fattore di sicurezza globale rapportando i momenti resistenti e agenti e anche un fattore di sicurezza all'infissione basato sulla profondità della paratia o della palanca.

**Le paratie provvisorie** previste in progetto sono state, in particolare, considerate del tipo “a mensola”. La modellazione è trattata in stato di deformazione piana con la paratia considerata come struttura flessibile e il terreno con comportamento di tipo elasto-plastico non lineare. Lungo la parete della paratia vengono, quindi, definiti i valori limite che le pressioni di interazione possono assumere; detti valori sono determinati avvalendosi dei coefficienti di spinta attivi e passivi della teoria della spinta delle terre. Sarà valutato il comportamento della

parete di sostegno durante tutte le fasi costruttive intermedie e nella configurazione finale.

Il terreno è stato contestualmente modellato con un letto di molle elasto-plastiche alla “Winkler”, col fine di giungere alla stima della risposta strutturale dell’opera di sostegno in termini di deformazioni laterali subite dalla paratia sotto l’azione delle pressioni esercitate del terreno e dai sovraccarichi esterni applicati.

La figura seguente illustra lo schema geometrico generale di modellazione:

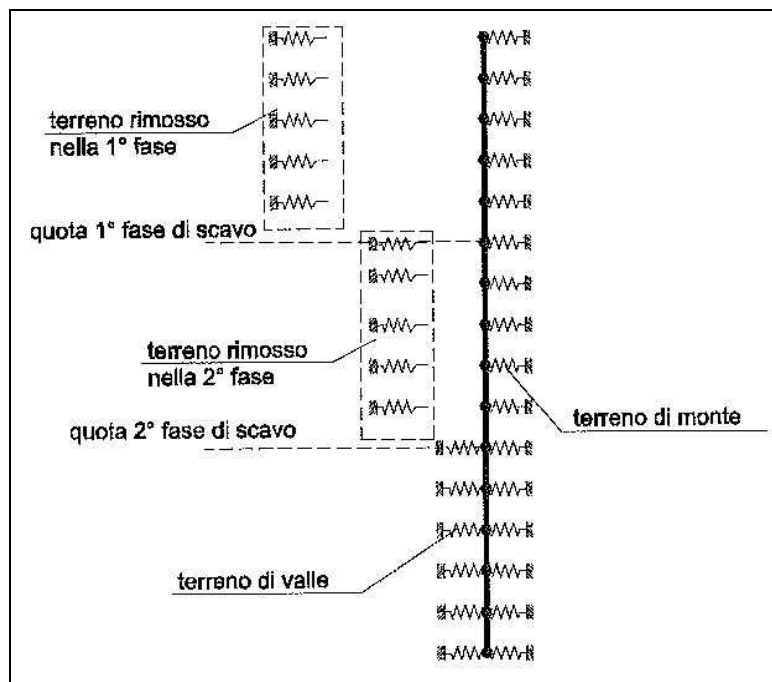


Figura 7 – Schema modellazione paratia con molle elasto-plastiche.

Le molle elasto-plastiche suddette sono caratterizzate da un **coefficiente di reazione orizzontale**  $k_s$  il quale dipende non solo dalle caratteristiche del terreno ma anche dalla deformabilità della paratia e dai gradi di vincolo, anche come conseguenza della reale interazione che esiste tra i diversi punti del terreno, modellato, invece, con molle indipendenti. In tal senso le molle assumono un comportamento elastico lineare, caratterizzato, appunto, da un coefficiente di reazione  $k_s$ , fino al raggiungimento del valore limite di tensione  $\sigma'_{max}$ , dopo di che ulteriori deformazioni sono accumulate dalla molla come deformazioni plastiche. La riduzione degli spostamenti riporta immediatamente la molla in campo elastico (si veda figura 8):

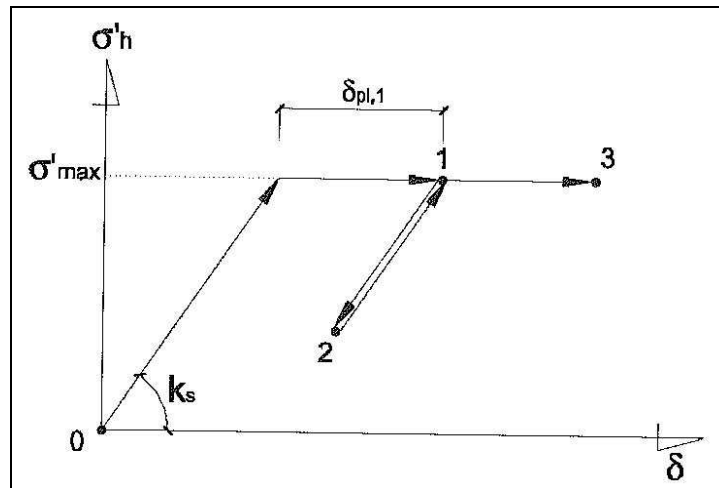


Figura 8 – Modello elasto-plastico ideale.

Nel caso specifico, saranno presenti due molle in ciascun nodo della paratia, una rappresentata dal terreno di monte e l'altra da quello di valle. Ciascuna molla parte da una tensione iniziale a deformazione nulla corrispondente alla tensione geostatica:

$$\sigma'_{h,o} = k_0 \cdot \sigma'_{v,o}$$

Il comportamento elastico è compreso tra i due limiti corrispondenti al raggiungimento delle tensioni limite attiva e passiva:

$$\sigma'_a = k_a \cdot \sigma'_v - 2c' \sqrt{k_a} \quad \sigma'_p = k_p \cdot \sigma'_v + 2c' \sqrt{k_p}$$

A seconda che il cinematiso della paratia porti a decomprimere o comprimere il terreno (figura 9):

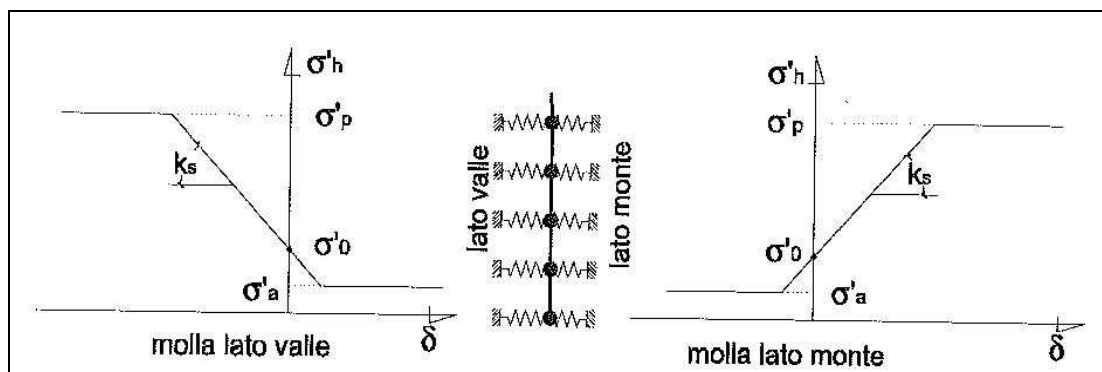
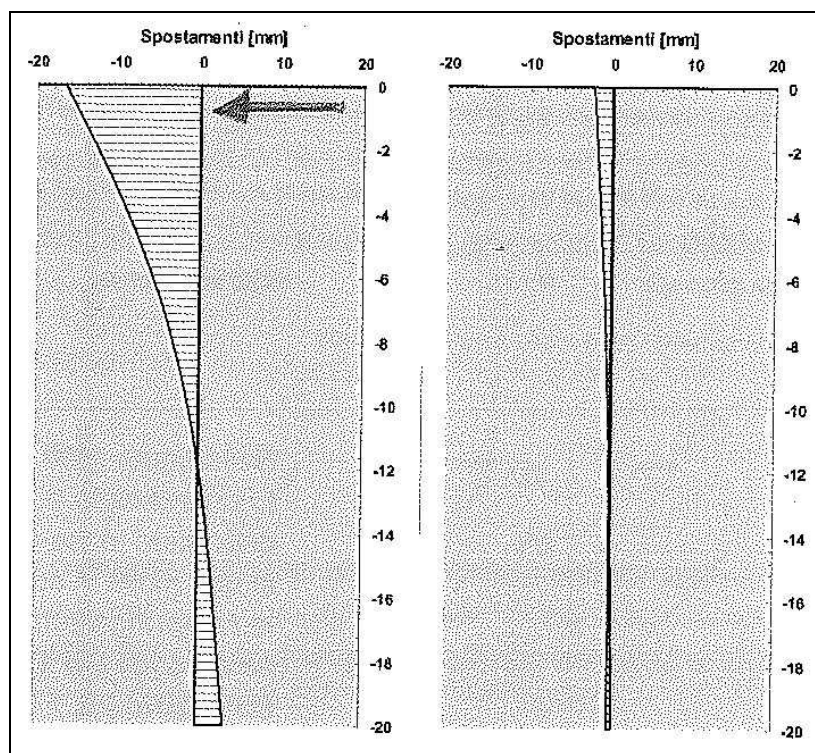


Figura 9 – Comportamento delle molle a monte e a valle dell'opera di sostegno.

Si osserva che, così come constatabile nel comportamento reale, lo spostamento necessario alla mobilitazione della spinta passiva risulta sensibilmente maggiore di quello per il

quale si raggiunge la spinta attiva. Questo simula il comportamento reale per il quale, in una struttura sottoposta a sollecitazioni iniziali che inducono deformazioni plastiche nel terreno, possono permanere deformazioni residue anche al cessare del carico. In *figura 10* è riportato l'esempio di una paratia a cui sia applicata e poi rimossa una forza orizzontale in testa.



*Figura 10 – Esempio di calcolo con modello elasto-plastico.*

Per quanto riguarda la stima del **coefficiente di reazione orizzontale  $k_s$** , sulla scorta delle risultanze dei sondaggi geotecnici preventivi effettuati in sito nonché delle stratigrafie disponibili, in prima approssimazione si è fatto, riferimento ai valori caratteristici proposti da *Bowles* (Fondazioni – 1988) e, quindi, alle correlazioni proposte da *Vesic* (1961) legando il modulo di reazione al modulo elastico del terreno  $E_s$ , con una relazione del tipo:

$$k_s = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \nu)}, \quad \text{con } \nu \text{ modulo di Poisson}$$

Ipotizzando una fascia di terreno “B” interessata dalla deformazione a monte e a valle della paratia, in condizioni di deformazione piana e nell’ipotesi che variazioni di tensione orizzontale non determinino variazioni di tensione verticale significative.



La determinazione di “B” è stata fatta con riferimento al metodo proposto da *Bauer* (1984) per terreni incoerenti (in analogia al metodo di *Peck*), finalizzato alla previsione dei cedimenti verticali del piano campagna a monte dell’opera di sostegno, in funzione della profondità di scavo e del grado di addensamento (densità relativa o angolo di attrito) del terreno. Si veda a tal proposito la figura seguente:

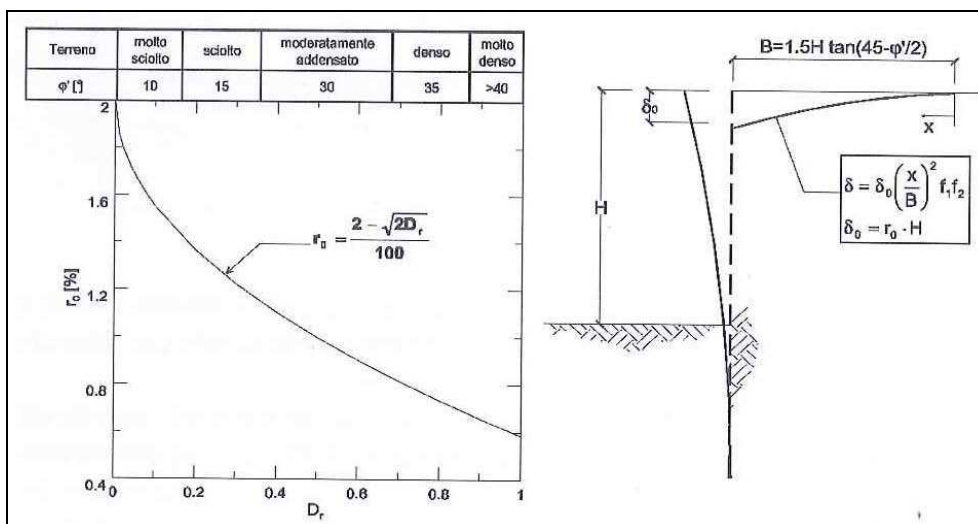


Figura 11 – Previsione dei cedimenti in terreni incoerenti – metodo di Bauer.

Terreno	$k_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Sabbia sciolta	4800÷16000
Sabbia mediamente compatta	9600÷80000
Sabbia compatta	64000÷128000
Sabbia argillosa mediamente compatta	32000÷80000
Sabbia limosa mediamente compatta	24000÷48000
Terreno argilloso	
$c_u \leq 200$ kPa	12000÷24000
$200 \leq c_u \leq 400$ kPa	24000÷48000
$c_u > 400$ kPa	> 48000

Tabella 8 – Valori caratteristici del modulo di reazione orizzontale – Bowles.

In relazione ai parametri riportati in *tabella* 8, per la modellazione del terreno a tergo della paratia sono stati utilizzati i seguenti valori, variabili in funzione della profondità:

h [m]	z [m]	$\gamma$ [kN/mc]	$\phi$	c [kPa]	k [m/s]	$k_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E [kN/m <sup>3</sup> ]
4,0	4,0	19	30°	10	$1 \times 10^{-5}$	$\cong 50000$	$\cong 30000$
8,0	12,0	20	33°	0	$1 \times 10^{-4}$	$\cong 80000$	$\cong 50000$

Tabella 9 – Parametri del terreno utilizzati nei calcoli.

Trattandosi di opere provvisoria, con funzione e vita utile prettamente rapportata alla durata del cantiere, le verifiche, in conformità al *paragrafo 2.4.1* delle N.T.C.-2018, sono state effettuate senza considerare l'azione sismica e finalizzate, quindi, ad accertare che:

- gli spostamenti in esercizio a SLE dell'opera di sostegno provvisoria in progetto siano compatibili con la sua funzionalità cantieristica e con le condizioni di sicurezza degli scavi, mantenendosi sempre entro i valori limite di normativa ( $\cong 1/200 H = 0,005 H$ );
- le massime tensioni indotte sulle membrature a SLU della paratia risultino inferiori rispetto ai valori ammissibili dell'acciaio impiegato per la loro realizzazione: S355 (acciaio tipo Fe 510 – tensione di snervamento 355 N/mm<sup>2</sup>).

#### 4.6.2. Fronti scavo per l'esecuzione delle opere

Con riferimento alle ipotesi e al metodo di calcolo descritti in precedenza il coefficiente di sicurezza FS di un pendio in un terreno omogeneo coesivo ( $c=c'$ ;  $\phi=\phi'$ ) viene ad essere espressa con la seguente relazione:

$$FS = \frac{N_{cf} \cdot c}{\gamma \cdot H}$$

dove:

$N_{cf}$  = numero di stabilità;

$c$  = coesione drenata ( $c'$ );

$\gamma$  = peso di unità di volume del terreno;

$H$  = altezza dello scavo.

Il numero di stabilità  $N_{cf}$  può essere ricavato in forma grafica attraverso l'abaco riportato in *figura 12* seguente:

Tale numero di stabilità viene ad essere funzione dell'inclinazione del fronte scavo ( $\beta$ ) e del fattore adimensionale  $\lambda_{cf}$ , ottenuto dall'espressione:

$$\lambda_{cf} = \frac{\gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg} \varphi'}{c'}$$

dove:

$c$  = coesione drenata del terreno ( $c'$ );

$\varphi$  = angolo di attrito del terreno;

$\gamma$  = peso di unità di volume del terreno;

$H$  = altezza dello scavo.

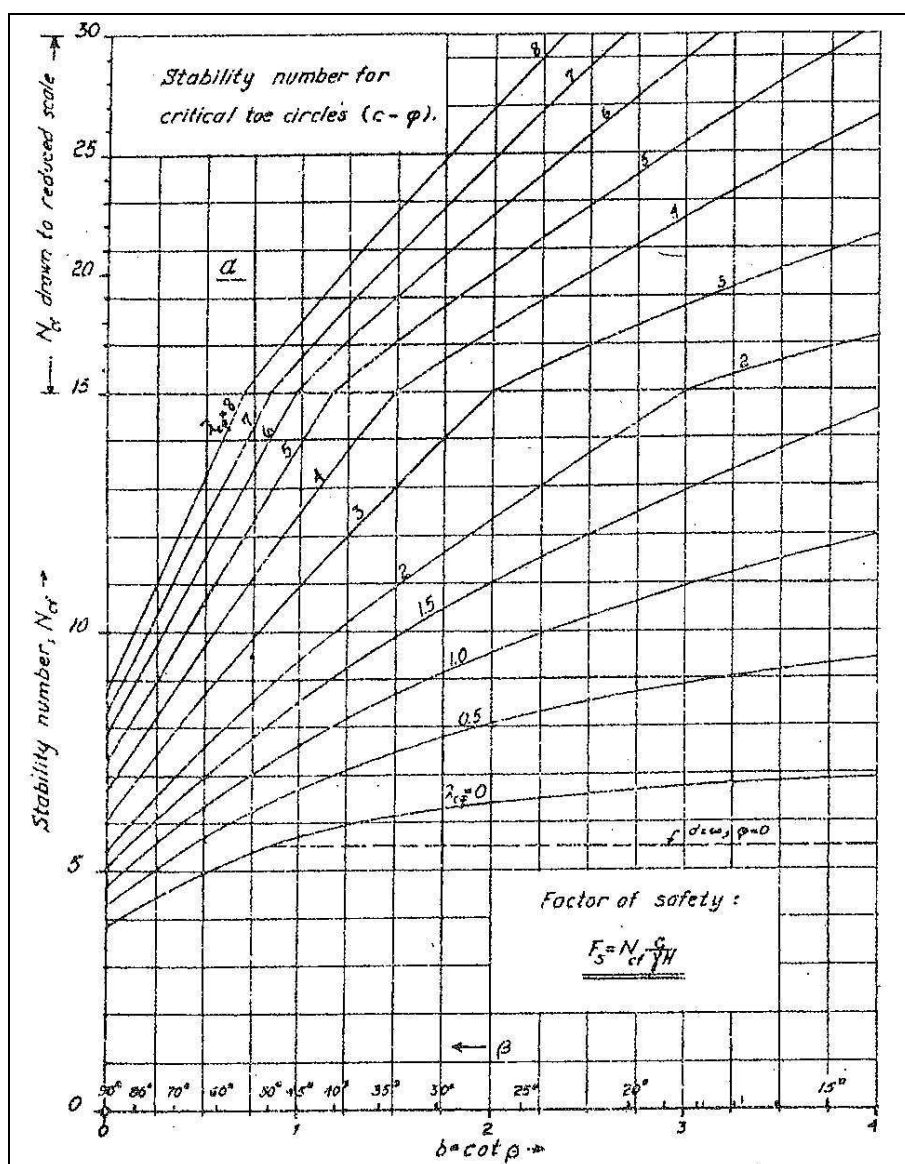
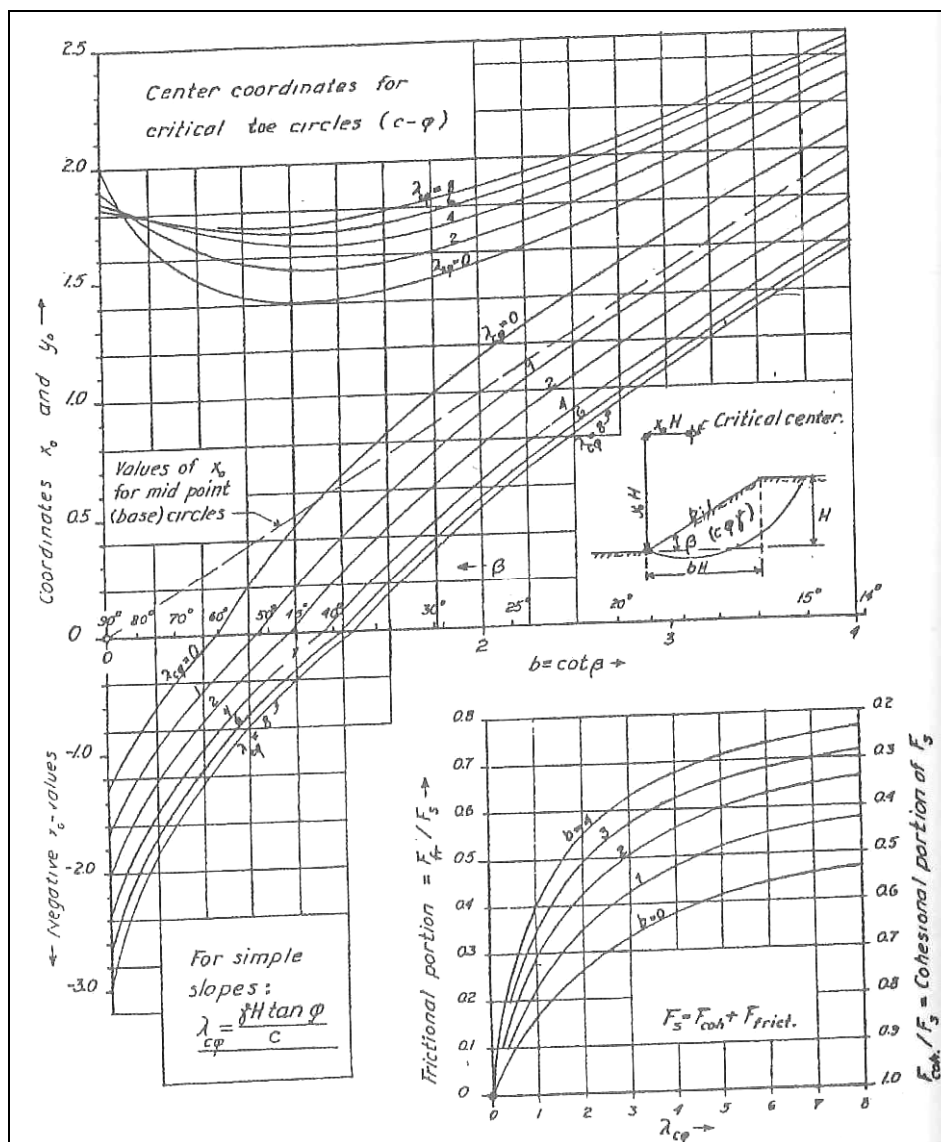


Figura 12 – Numero di stabilità per  $\varphi > 0$ .

Con l'impiego, quindi, dei grafici nella figura 13 si possono individuare le coordinate del centro del cerchio critico.

Figura 13 – Centro del cerchio critico per  $\phi > 0$ .

Nel caso di fronte scavo o pendio con presenza di falda (pendio sommerso, pendio saturo con falda prossima al piano campagna o pendio con presenza di moto di filtrazione), l'analisi può essere svolta, in maniera analoga, con le seguenti espressioni:

$$FS = \frac{N_{cf} \cdot c}{\gamma_1 \cdot H}$$

$$\lambda_{cf} = \frac{\gamma_2 \cdot H \cdot \tan \phi'}{c'}$$

Modificando opportunamente i valori dei pesi di unità di volume del terreno presenti nelle suddette formule. In particolare si avranno i seguenti possibili casi (figura 14):

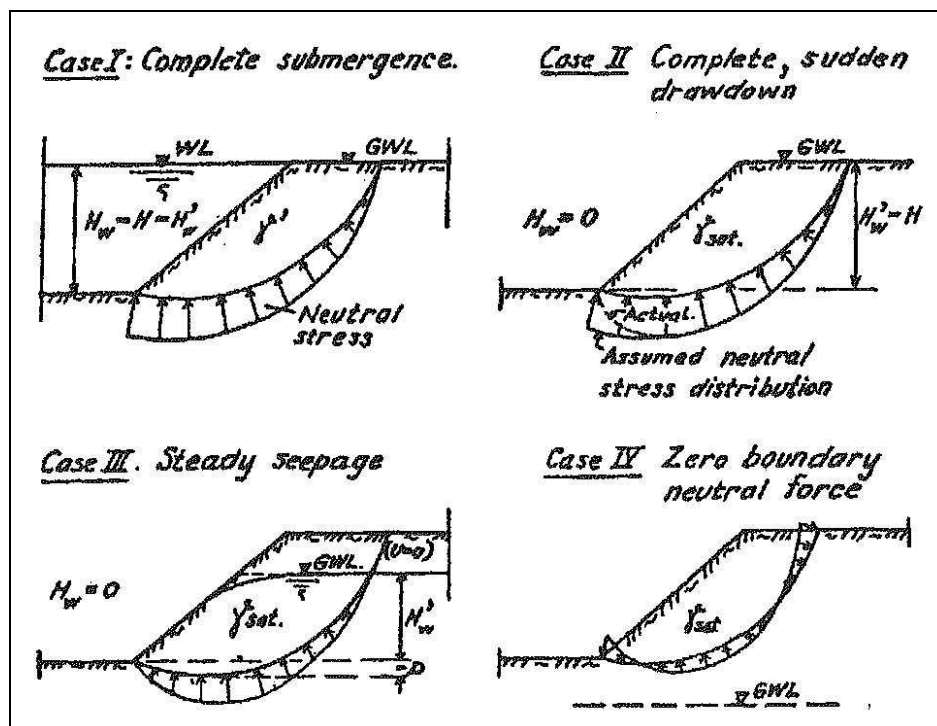


Figura 14 – Illustrazione delle possibili condizioni limite in presenza di falda.

- pendio sommerso:  $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma - \gamma_w$
- pendio saturo con falda prossima al piano campagna:  $\gamma_1 = \gamma$ ;  $\gamma_2 = \gamma - \gamma_w$
- pendio con presenza di moto di filtrazione:  $\gamma_1 = \gamma$ ;  $\gamma_2 = \gamma - \gamma_w (H'_w/H)$ .

Nei casi di pendio parzialmente sommerso il coefficiente di sicurezza è dato, quindi, dalla seguente espressione:

$$FS = \frac{\mu_w \cdot N_{cf} \cdot c}{\gamma_{sat} \cdot H - \gamma_w \cdot H_w}$$

dove:

$N_{cf}$  = numero di stabilità;

$c$  = coesione drenata del terreno ( $c'$ );

$\gamma_{sat}$  = peso di unità di volume del terreno in condizioni sature;

$H$  = altezza dello scavo;

$H_w$  = altezza di falda;

$\mu_w$  = coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto della sommersione.

Il valore del coefficiente adimensionale  $\mu_w$  viene ricavato dalla figura 15 seguente ed è funzione del rapporto  $H'_w/H$  e dall'inclinazione dello scavo  $\beta$ , mentre il valore di  $N_{cf}$  si ricava

sempre dal grafico di figura 12 assumendo per  $\lambda_{cf}$  il seguente valore:

$$\lambda_{cf} = \frac{(\gamma_{sat} H - \gamma_w H'_w) \cdot \tan \phi'}{c' \cdot \mu'_w}$$

con  $\mu'_w$  ricavato dal grafico di figura 15 noti  $\beta$  e  $H'_w/H$ .

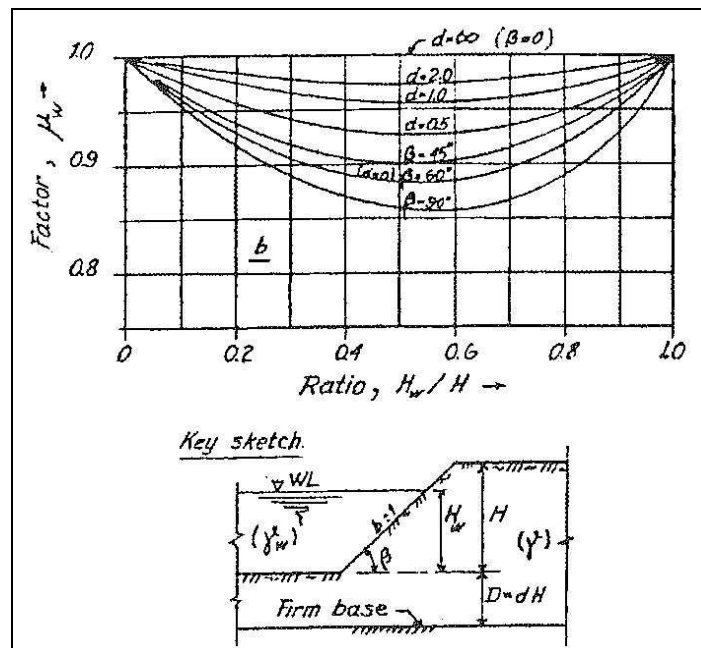


Figura 15 – Fattore riduttivo  $\mu_w$ .

Nel caso, infine, di presenza di sovraccarico in sommità del pendio o del fronte scavo, combinato con eventuale sommersione ed eventuale tension-crack, si avrà la seguente configurazione:

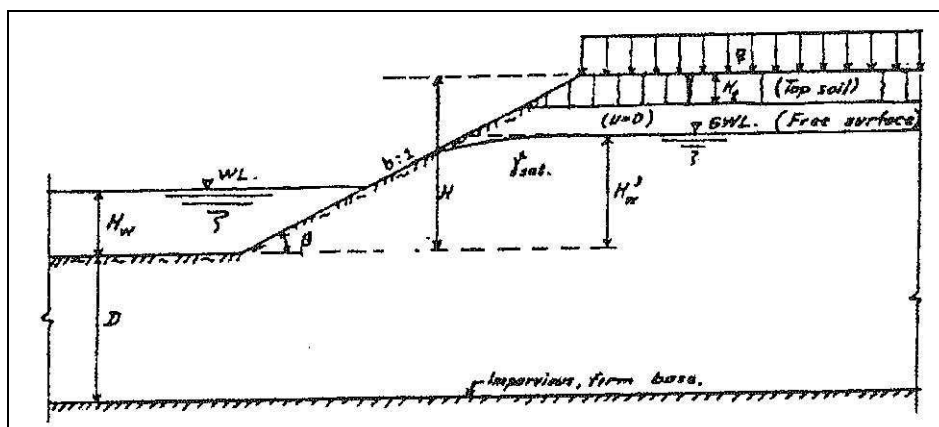


Figura 16 – Combinazione di sovraccarico, sommersione, tension-crack e filtrazione.

In tal caso il coefficiente di sicurezza assume la seguente espressione:

$$FS = \frac{N_{cf} \cdot c}{\gamma_1 \cdot H}$$

con il valore di  $\lambda_{cf}$  dato da:

$$\lambda_{cf} = \frac{\gamma_2 \cdot H \cdot \tan \phi'}{c'}$$

con:

$$\gamma_1 = \frac{\gamma_{sat} H + q - \gamma_w H_w}{\mu_w \mu_q \mu_t} \quad \gamma_2 = \frac{\gamma_{sat} H + q - \gamma_w H'_w}{\mu'_w \mu_q}$$

Per la valutazione dei coefficienti  $\mu_w$ ,  $\mu_q$  e  $\mu_t$  si utilizzeranno le figure 15 e 17 e 18 seguenti:

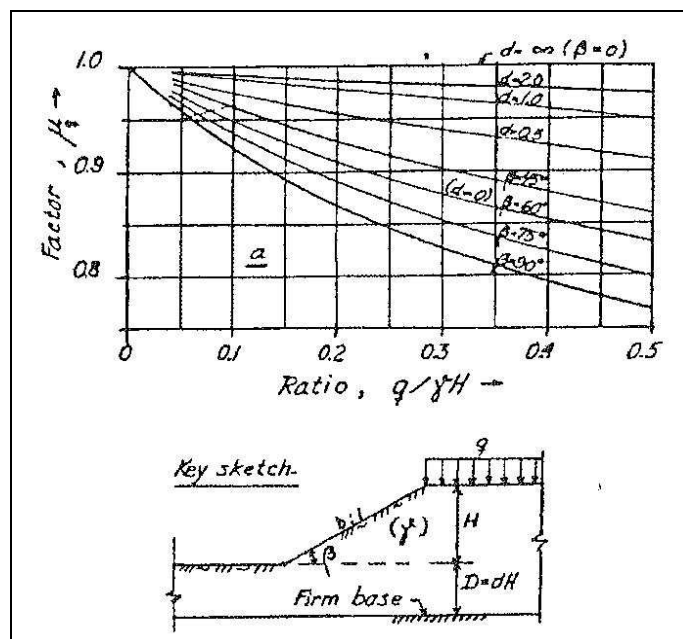


Figura 17 – Fattore riduttivo  $\mu_q$ .

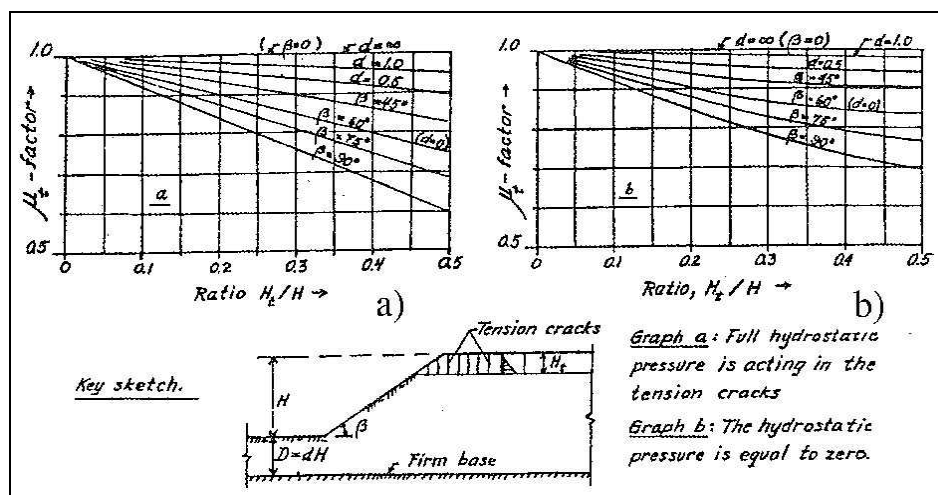


Figura 18 – Fattore riduttivo  $\mu_t$ .

#### 4.7. **Modelli di calcolo e di verifica geotecnica**

Le verifiche a capacità portante e la stima dei cedimenti relative ai manufatti in progetto, analogamente a quanto svolto nell'ambito dell'analisi strutturale, sono state effettuate con l'ausilio di fogli di calcolo semplificati conformi ai criteri di calcolo e verifica delle N.T.C..

I risultati relativi alla stima dei cedimenti delle fondazioni sono stati, inoltre, opportunamente confrontati con quelli ottenuti applicando modelli di valutazione semplificata sia a scopo di riscontro numerico che al fine della **validazione** e della **verifica di attendibilità** dei risultati stessi secondo quanto previsto dalle N.T.C.

La modellazione e le verifiche pertinenti alle palancole atte alla stabilizzazione temporanea degli scavi e alla deviazione provvisoria delle portate del Roggione di Palazzolo, sono state condotte mediante l'utilizzo del codice di calcolo *ProSheet 2.2*, fornito da *ArcelorMittal*, per analisi di paratie di sostegno libere (a mensola) o ancorate (libere o vincolate al piede) mediante la teoria di *Blum*. La stabilità dell'opera viene garantita calcolando la profondità di infissione ( $i = 1,2 \times i_0$ ) tale da soddisfare un opportuno coefficiente di sicurezza.

Aggiuntivamente al modello di calcolo sopra indicato, si è provveduto alla verifica delle palancole con l'ausilio del codice di calcolo ad elementi finiti *Paratie Plus 2022 – n. licenza 2503*, prodotto da *CEAS* di Milano e distribuito da *Harpaceas* di Milano, modellando il terreno a tergo con molle elasto-plastiche con comportamento non lineare. Mediante il codice *Paratie Plus* si è, inoltre, modellata e verificata la paratia di sostegno provvisoria dello scavo in corrispondenza dei pozzetti di testata dell'attraversamento irriguo in sifone alle sezioni 35 /36 (intervento n. 6). La modellazione con tale codice di calcolo è trattata in stato di deformazione piana con la paratia considerata come struttura flessibile e il terreno con comportamento di tipo elasto-plastico non lineare. La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è, quindi, del tipo “*Trave su Suolo Elastico*”: le pareti di sostegno sono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale  $EJ$ , mentre il terreno è simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una paratia è seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da una ben precisa disposizione di



carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche a un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione a ogni nuova configurazione (step) è raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla *Newton-Raphson* (Bathe - 1996).

Il software è, quindi, in grado di calcolare le azioni flettenti e taglianti e le deformazioni laterali della parete di sostegno e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

I calcoli sono stati effettuati ipotizzando uno sviluppo indefinito dell'opera di sostegno provvisoria tanto da rendere ininfluenti gli effetti di bordo. Il calcolo è, quindi, riferito ad una striscia di palancola o di paratia di lunghezza unitaria, valutando il comportamento dell'opera di sostegno configurazione finale di cantiere.

La definizione del problema prevede di regola la definizione di più fasi, ognuna delle quali è contraddistinta da una differente configurazione della geometria, dei carichi, dei vincoli ecc. La definizione di una fase origina dalla configurazione della fase precedente, a cui vengono apportate le modifiche relative alla nuova fase. Ad esempio, in relazione ad un pro-

blema di scavo di una paratia, inizialmente si parte con una fase in cui non si ha uno scavo e successivamente si abbassa la quota di fondo scavo a valle, inserendo, alle quote previste, gli eventuali supporti intermedi.

Le **fasi di analisi della modellazione dello scavo** possono essere le seguenti:

- **Fase zero:** la simulazione numerica di un generico problema geotecnico richiede generalmente che sia prevista una fase zero coincidente con la configurazione geostatica a riposo nella quale viene riprodotto lo stato tensionale supposto esistente nel terreno prima di ogni intervento. La configurazione zero deve prevedere uno step di carico in cui tutti gli elementi terreno siano presenti e bilanciati tra monte e valle; la quota di scavo coincide inoltre con la quota del piano di campagna e la freatica a monte e a valle sono alla stessa quota. La soluzione relativa a questo primo step porta ad un campo di spostamenti nodali ovunque nullo e quindi ad uno stato tensionale nullo negli elementi trave che simulano i diaframmi. Negli elementi terreno vi sarà per contro uno stato tensionale non nullo ma relativo a condizioni indisturbate, cioè la pressione verticale funzione della quota del piano di campagna e dei sovraccarichi ed una pressione orizzontale legata alla precedente attraverso il coefficiente di spinta a riposo. Alla pressione orizzontale così calcolata si sommano gli effetti di pressioni iniziali dovute a sovraccarichi concentrati calcolate sulla base di formule della teoria dell'elasticità. Si suppone in pratica che l'inserimento della parete, prima dello scavo, perturbi di poco lo stato tensionale nel terreno.
- **Una o più fasi di scavo:** un passo dell'analisi incrementale coincidente con l'abbassamento della quota di fondo scavo viene simulato come segue. Viene assegnata, per questo passo, una quota di fondo scavo inferiore a quella dei passi precedenti. Il codice di calcolo rimuove automaticamente gli elementi terreno al di sopra della quota di fondo scavo, perturbando la configurazione di equilibrio nella fase precedente. L'equilibrio viene ristabilito, con una procedura iterativa, a prezzo di una variazione del quadro deformativo. Se non è possibile raggiungere una nuova configurazione rispettosa sia dell'equilibrio che della condizione di rottura del terreno, il processo iterativo non converge. In tutte le fasi di scavo è stata prevista l'applicazione di un sovraccarico di-

sistribuito per simulare lo stazionamento e il transito di mezzi d'opera e/o materiali / attrezzature di cantiere e, nel caso specifico, anche l'azione idrostatica dell'acqua.

I valori dei **coefficienti di spinta attiva  $k_a$  e passiva  $k_p$**  sono calcolati automaticamente in ogni fase ipotizzando un angolo d'attrito terra-parete non nullo, col metodo di Coulomb secondo le seguenti equazioni:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta - \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' + i)}{\cos(\beta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

dove:

$h$  = altezza della parte interrata di parete;

$\varphi'$  = angolo di resistenza a taglio che caratterizza il terreno;

$\beta$  è l'inclinazione del paramento dell'opera di sostegno rispetto alla verticale;

$\delta$  è l'angolo di attrito tra parete (paratia) e terreno;

$i$  è l'inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale.

Quando il profilo del terreno è irregolare, il programma calcola il coefficiente di spinta attiva e passiva applicando il metodo di Coulomb iteratamente a ciascun tratto caratterizzato dalla stessa pendenza. Questa procedura è chiamata, appunto, “*metodo dei cunei*” e fornisce i coefficienti che massimizzano e minimizzano, rispettivamente, la spinta a monte e a valle:

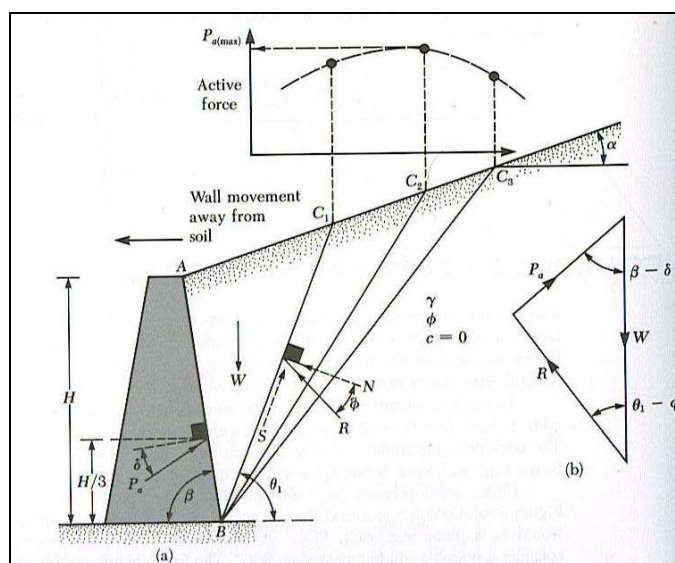


Figura 19 – Ricerca del cuneo di spinta attiva col metodo di Coulomb.

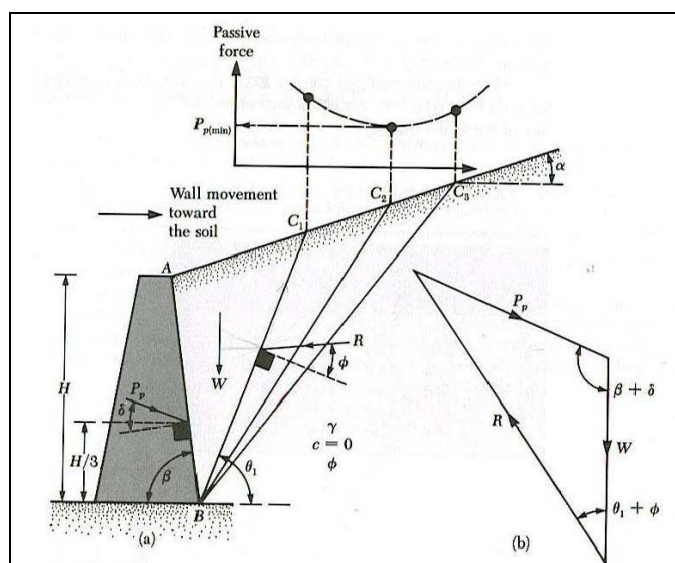


Figura 20 – Ricerca del cuneo di spinta passiva col metodo di Coulomb.

Il coefficiente  $k_p$  può essere calcolato anche con il metodo di *Lancellotta* (NAVFAC – 1971).

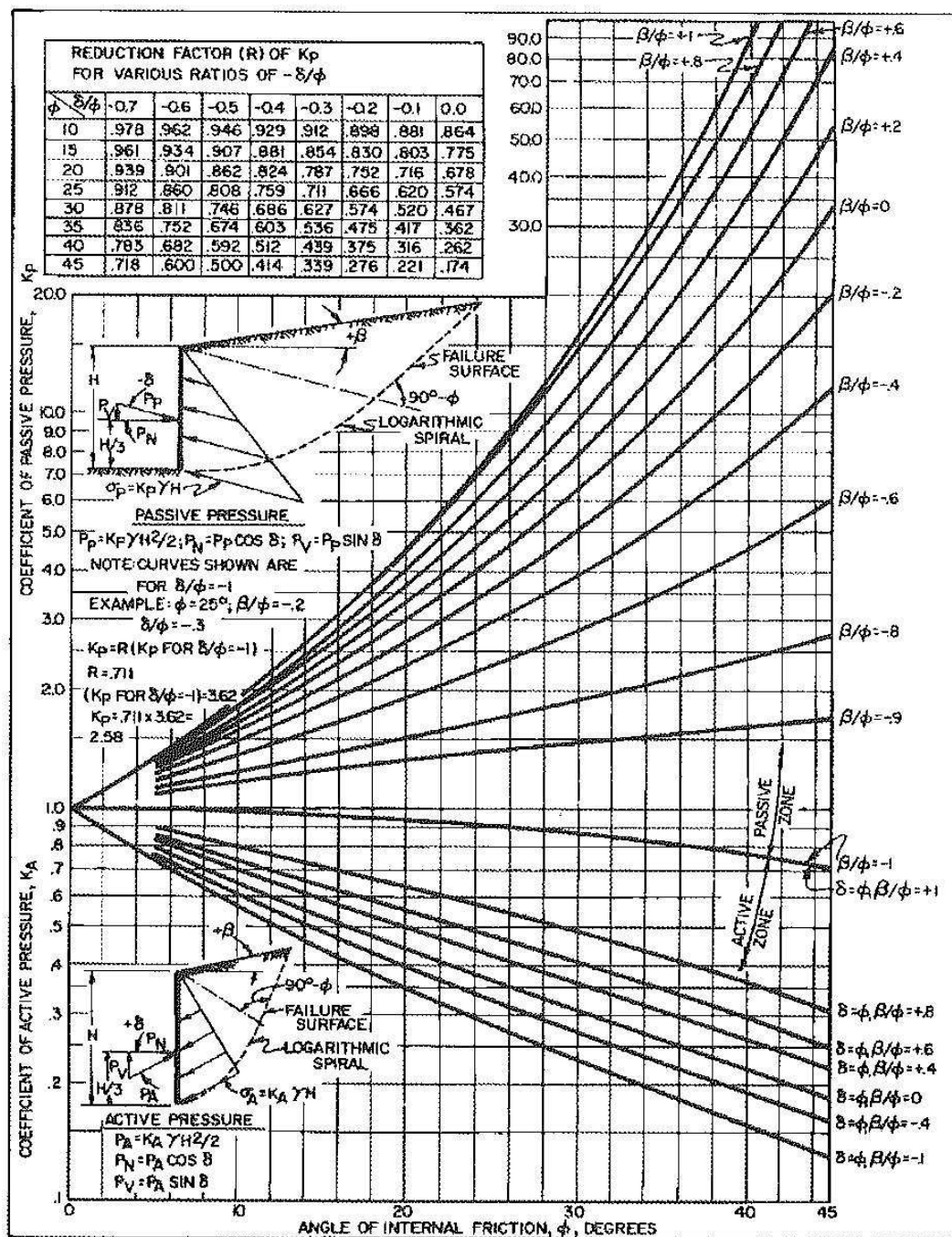


Figura 21 – Grafico NAVFAC (1971) per il calcolo dei coefficienti di spinta del terreno.

Il coefficiente di spinta a riposo è, infine, calcolato secondo la seguente nota espressione (Jaky – 1936):

$$k_0 = (1 - \sin \phi')$$

## 5. Risultati ottenuti e verifiche geotecniche

Il presente capitolo riporta i calcoli e le verifiche di carattere geotecnico delle costruzioni in progetto caratterizzate da una maggiore rilevanza strutturale, sulla base dei metodi di calcolo e dei criteri di verifica indicati ai capitoli precedenti e, più in generale, in riferimento ai parametri e ai metodi di calcolo definiti ai *capitoli 6 e 7 del D.M. 17.01.2018*.

Per quanto riguarda la geometria e le dimensioni delle opere si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto. Le azioni di calcolo sono state, invece, definite con riferimento a quanto specificatamente riportato nella *Relazione di calcolo strutturale*.

### 5.1. **Intervento n. 1 – canale di presa ed edificio di regolazione**

Il canale scolmatore ha inizio in fregio alla sponda del Roggione di Palazzolo in modo con la realizzazione del manufatto di imbocco ed il successivo edificio di regolazione delle portate dello scolmatore. La continuità della strada arginale esistente che corre parallelamente al Roggione di Palazzolo sarà preservata con la realizzazione di un ponte stradale di prima categoria.

Il canale di presa e il relativo edificio di regolazione idraulica verranno realizzati in c.c.a. gettato in opera con sezione ad “U” di dimensioni utili interne pari a m 11,0 x 5,30 e con spessore strutturale di fondazione e pareti di 60 cm.

Il raccordo che consentirà la confluenza delle portate nel canale scolmatore a sezione trapezia in terra è previsto in c.c.a. in opera verrà rivestito con massi di cava intasati con calcestruzzo al fine di preservare l'integrità delle sponde e del fondo del canale scolmatore nel tratto di raccordo medesimo.

Per quanto riguarda la geometria e le sezioni dell'opera si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto. Le azioni di calcolo e il modello del terreno sono stati, invece, definiti con riferimento a quanto riportato nella *Relazione di calcolo strutturale* di progetto e al *capitolo 4* della presente relazione.

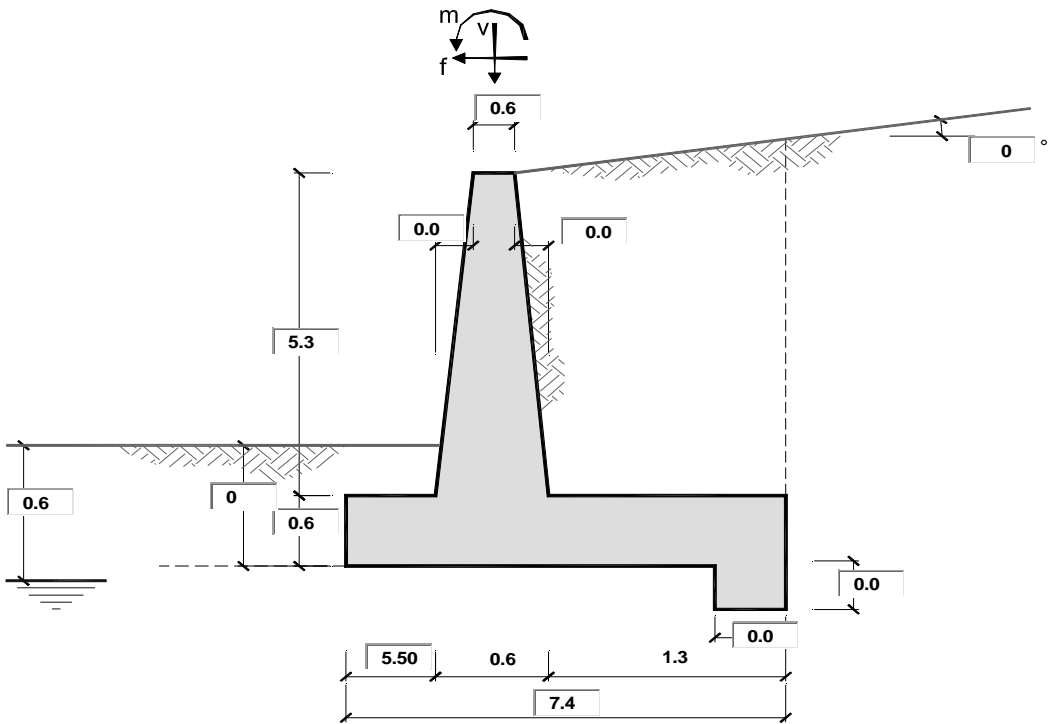
Vengono, quindi, nel seguito riportati i principali risultati di calcolo e verifica geotecnica, con particolare riferimento alla capacità portante della fondazione dell'opera, secondo la

combinazione di verifica prevista dalle N.T.C.-2018 **A1+M1+R3**, considerando il canale vuoto al suo interno al fine di massimizzare la componente della spinta del terreno a tergo dell'opera.

Per quanto riguarda le verifiche di tipo strutturale con l'applicazione delle pertinenti combinazioni di verifica si rimanda, invece, alla *Relazione di calcolo strutturale* allegata al progetto.

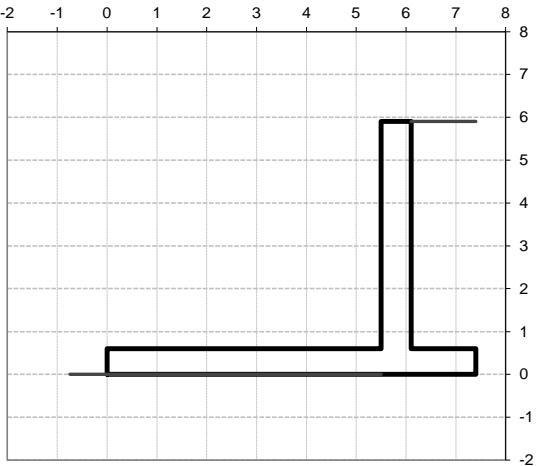
Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024



**OPERA** Muri manufatto opera di presa

Combinazioni coefficienti parziali di verifica				
SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
N.T.C.-2018 - A1+M1+R3			<input checked="" type="radio"/>	



Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25.00	(kN/m3)
---------------------------------	------------------	-------	---------

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	$\tan \varphi_k$	$\gamma_\varphi$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	$c_k$	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1.00	1.00	1.40	2.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.10
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.15



Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

Dati Geotecnici				valori caratteristici SLE	valori di progetto	
					STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	33.00	33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	γ	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	22.00	22.00	22.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c1'	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ1'	33.00	33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	γ1	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	γd	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E	50000		

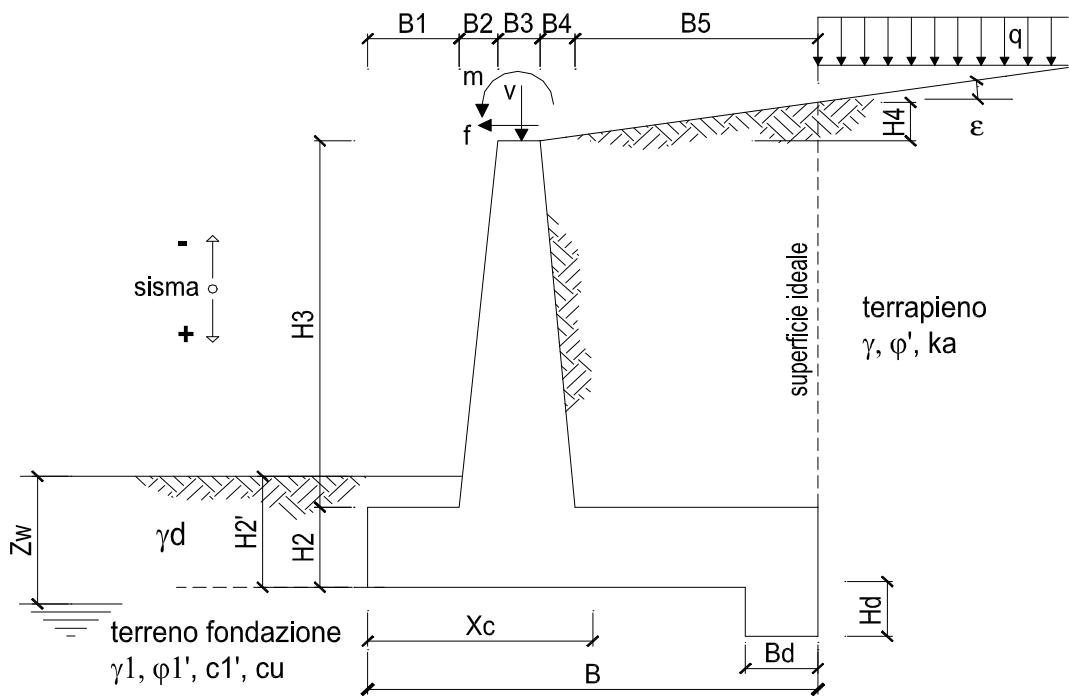
Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.043	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.57	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.0368	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0184	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.264		0.264		0.264
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.286		0.286		0.286
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.287		0.287		0.287
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.392		3.392		3.392
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.325		3.325		3.325
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.322		3.322		3.322

Carichi Agenti				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte						
	Forza Orizzontale in Testa permanente			fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente			vp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m <sup>2</sup> )	q	10.00	15.00	15.00
	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 Ψ1	0.70	condizione quasi permanente Ψ2		0.60	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m <sup>2</sup> )	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		

Coefficienti di sicurezza			
	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.87	15.75	2.88
Sismico	2.26	17.65	3.90

Si riporta nel seguito il dettaglio dei calcoli relativi alle verifiche geotecniche:



**OPERA** Esemplio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	$H3 =$	5,30	(m)
Aggetto Valle	$B2 =$	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	$B3 =$	0,60	(m)
Aggetto monte	$B4 =$	0,00	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	$B =$	7,40	(m)
Spessore Fondazione	$H2 =$	0,60	(m)
Suola Lato Valle	$B1 =$	5,50	(m)
Suola Lato Monte	$B5 =$	1,30	(m)
Altezza dente	$Hd =$	0,00	(m)
Larghezza dente	$Bd =$	0,00	(m)
Mezzzeria Sezione	$Xc =$	3,70	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25,00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

**FORZE VERTICALI**

			SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Peso del Muro (Pm)</b>					
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)	79,50	79,50	79,50
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)	111,00	111,00	111,00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	190,50	190,50	190,50
<b>- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)</b>					
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	137,80	137,80	137,80
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 =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	137,80	137,80	137,80
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	13	19,5	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0		

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

			SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Muro (Mm)</b>					
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	461,10	461,10	461,10
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	410,70	410,70	410,70
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	871,80	871,80	871,80
<b>- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro</b>					
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	930,15	930,15	930,15
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)	0,00	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	930,15	930,15	930,15
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	87,75	131,625	
Sovr acc. Sism	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0		

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

<b>- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)</b>					
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		7,00	
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		3,50	
<b>- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)</b>					
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		5,07	
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		2,53	
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)</b>					
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00	
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		9,50	
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00	
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		1,22	
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0,00	
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		10,72	
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)</b>					
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0,00	
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		8,48	
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0,00	
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		7,55	
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0,00	
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		16,03	
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)</b>					
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		16,47	
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0,00	
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0,00	
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		16,47	
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)</b>					
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		17,10	
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0,00	
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0,00	
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		17,10	

**CONDIZIONE STATICA****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$$

$$Sq_{perm} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

$$Sq_{acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{perm} = Sq_{perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{acc} = Sq_{acc} \cdot \cos \delta$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{perm} = Sq_{perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{acc} = Sq_{acc} \cdot \sin \delta$$

- Spinta passiva sul dente

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

	SLE	STR/GEO	EQU
(kN/m)	92,06	119,68	119,68
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	15,60	23,40	23,40
(kN/m)	85,35	110,96	110,96
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	14,47	21,70	21,70
(kN/m)	34,49	44,83	44,83
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	5,85	8,77	8,77
(kN/m)	0,00	0,00	0,00

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

$$MSt1 = Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1_{perm} = Sqh_{perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq1_{acc} = Sqh_{acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq2_{perm} = Sqv_{perm} \cdot B$$

$$MSq2_{acc} = Sqv_{acc} \cdot B$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$$

	SLE	STR/GEO	EQU
( kNm/m )	167,86	218,22	218,22
( kNm/m )	255,19	331,75	331,75
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	42,68	64,02	64,02
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	43,25	64,88	64,88
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

$$Mfext1 = m_p + m$$

$$Mfext2 = (f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$$

$$Mfext3 = (v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$$

( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv_{perm} + Sqv_{acc}$$

381,90 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f$$

132,66 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1'$$

0,65 (-)

$$Fs_{scorr.} = (N \cdot f + Sp) / T$$

**1,87** > **1,1****VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + Mfext3$$

1801,95 ( kNm/m )

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$$

-114,39 ( kNm/m )

$$Fs_{ribaltamento} = Ms / Mr$$

**15,75** > **1,15**

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	381,90	401,40	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sth + Sqh + f - Sp	132,66	132,66	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	1916,34	2047,97	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = Xc*N - MM	-503,32	-562,79	( kNm/m )

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0N_q'iq + 0,5\gamma_1B^*N_\gamma'i\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00	(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	33,00	(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	10,81	(kN/m³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	0,00	(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	-1,32	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	4,76	(m)

I valori di Nc, Nq e Nγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg²(45 + φ'/2) * e <sup>(π*tg(φ'))</sup>	(1 in cond. nd)	26,09	(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	38,64	(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	35,19	(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

iq = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) <sup>m</sup>	(1 in cond. nd)	0,43	0,45	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0,40	0,40	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) <sup>m+1</sup>		0,28	0,28	(-)

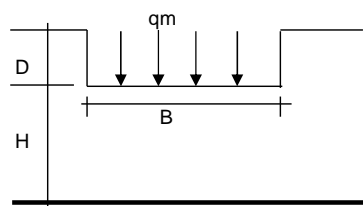
(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	251,88	251,88	(kN/m²)
------------------	--------------------------	--------	--------	---------

**FS carico limite**

$$F = q_{lim} * B^* / N$$

Nmin	<b>3,14</b>	>	<b>1,4</b>
Nmax	<b>2,88</b>	>	

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	366,88	(kN/m)
M	-532,24	(kNm/m)
e=M/N	-1,45	(m)
B*	4,50	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0,00	(m)
D/B*	0,00	(m)
Hs/B*	2,22	(m)

Carico unitario medio (qm)	qm = N / (B - 2*e) = N / B*	84,89	(kN/mq)
----------------------------	-----------------------------	-------	---------

Coefficiente di forma μ0 = f(D/B)	μ0 =	0,965	(-)
-----------------------------------	------	-------	-----

Coefficiente di profondità μ1 = f(H/B)	μ1 =	0,71	(-)
--	------	------	-----

Cedimento della fondazione	δ = μ0 * μ1 * qm * B* / E =	5,23	(mm)
----------------------------	-----------------------------	------	------

**CONDIZIONE SISMICA +****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	92,06	92,06
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	9,33	9,33
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	85,35	85,35
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	8,65	8,65
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	34,49	34,49
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3,50	3,50
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	( kNm/m )	167,86	167,86
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	( kNm/m )	17,02	17,02
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	255,19	255,19
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	25,87	25,87
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	( kNm/m )	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	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

**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	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	372,32	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	106,08	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,65	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

<b>Fs =</b>	<b><math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>	<b>2,28</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
-------------	--	-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	1801,95	( kNm/m )	
------	-------------------------	---------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + MP_{ts}$	-102,12	( kNm/m )	
------	--	---------	-----------	--

<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>17,65</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,15</b>
-------------	----------------	--------------	-------------	-------------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	372,32	372,32	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	106,08		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	1904,07	1904,07	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	-526,50	-526,50	(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.	0,00		(kN/mq)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	10,81		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-1,41	-1,41	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4,57	4,57	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26,09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	38,64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	35,19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  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)	0,51	0,51	(-)
$i_c = i_q \cdot (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,49	0,49	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,37	0,37	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	317,97	317,97	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>3,90</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>3,90</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA -****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	92,06	92,06
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a \cdot \gamma$	(kN/m)	5,96	5,96
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a \cdot \gamma$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a \cdot \gamma$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	85,35	85,35
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5,53	5,53
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	34,49	34,49
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2,23	2,23
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	( kNm/m )	167,86	167,86
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	( kNm/m )	10,87	10,87
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	255,19	255,19
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	16,52	16,52
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	( kNm/m )	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^3 / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	( kNm/m )	0,00	0,00

**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	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	358,98	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	102,95	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,65	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

<b>Fs =</b>	<b><math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>	<b>2,26</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
-------------	--	-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	1801,95	( kNm/m )	
------	-------------------------	---------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts}$	-32,67	( kNm/m )	
------	--	--------	-----------	--

<b>Fr =</b>	<b><math>Ms / Mr</math></b>	<b>55,16</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,15</b>
-------------	-----------------------------	--------------	-------------	-------------



**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		358,98	358,98	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		102,95		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		1834,62	1834,62	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		-506,38	-506,38	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	10,81		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-1,41	-1,41	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4,58	4,58	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \tan(\phi') \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26,09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	38,64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	35,19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,51	0,51	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,49	0,49	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,36	0,36	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	315,96	315,96	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>4,03</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>4,03</b>	>	

**LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE**

**Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute, con buon margine di sicurezza, compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.**

**Dai risultati ottenuti dalle verifiche geotecniche si possono, inoltre, stimare valori di cedimento massimo dell'ordine di pochi millimetri ( $\cong 5$  mm). I cedimenti differenziali nell'ambito della superficie della platea di fondazione si mantengono, inoltre, nell'ordine di pochi millimetri ( $1 \div 2$  mm). Tali valori, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono, dunque, essere ritenuti compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità dell'opera progettualmente prevista.**

## **5.2. Intervento n. 1 – ponte di attraversamento stradale di prima categoria**

Il presente intervento prevede la realizzazione di un nuovo ponte stradale di prima categoria in attraversamento del canale scolmatore in progetto in corrispondenza dell'opera di presa al fine di garantire la continuità della viabilità di servizio esistente.

Il ponte sarà ad un impalcato ad un'unica campata di luce netta pari a 12,9 m, costituito da n. 6 travi in c.a.p. precompresso aventi lunghezza di 13,6 m e soletta collaborante e di irrigidimento superiore di altezza minima costante pari a 25 cm. L'impalcato è, quindi, completato dal getto in opera dei trasversi di irrigidimento trasversali di spalla e di campata. Sulla soletta sarà poi realizzato uno strato di pavimentazione per realizzare la pendenza della carreggiata.

Il ponte avrà una larghezza complessiva (retta carrabile) pari a 7,20 m composta da 6,00 m di carreggiata utile e due cordoli in c.a. da 0,60 m per parte. L'impalcato non ha pendenze longitudinali né pendenze trasversali della piattaforma, mentre in pianta presenta un'obliquità di circa 32° e sarà supportato da spalle in c.a. gettato in opera e da zattera di fondazione mista a platea diretta e a micropali Ø 200 mm, L 12,0 m, realizzati con tubolari in acciaio DN 152,4 mm, spessore 10 mm e successiva iniezione di malta cementizia.

La sezione corrente dell'impalcato, delle spalle e un riepilogo delle principali caratteristiche geometriche tipologiche delle travi in c.a.p. sono riportate sia in forma grafica che tabellare nella *Relazione di calcolo strutturale* alla quale si rimanda integralmente.

Le azioni di calcolo e il modello del terreno sono stati, invece, definiti con riferimento a quanto riportato nella *Relazione di calcolo strutturale* di progetto e al capitolo della presente relazione.

Vengono, quindi, nel seguito riportati i principali risultati di calcolo e verifica geotecnica, con particolare riferimento alla capacità portante della fondazione dell'opera, secondo la combinazione di verifica prevista dalle N.T.C.-2018 **A1+M1+R3**.

Per quanto riguarda le verifiche di tipo strutturale con l'applicazione delle pertinenti combinazioni di verifica si rimanda, invece, alla *Relazione di calcolo strutturale* allegata al progetto.

### 5.2.1. Azioni di calcolo

Le azioni di calcolo in fondazione sono dedotte dalla Relazione di calcolo strutturale e sono riferite all'estradosso platea e applicate nel baricentro del fusto (spalla). La convenzione adottata per i momenti è quella adottata per i calcoli delle fondazioni (il momento  $M_x$  agisce nel piano  $xz$ , il momento  $M_y$  agisce nel piano  $yz$ . Si veda la figura successiva):

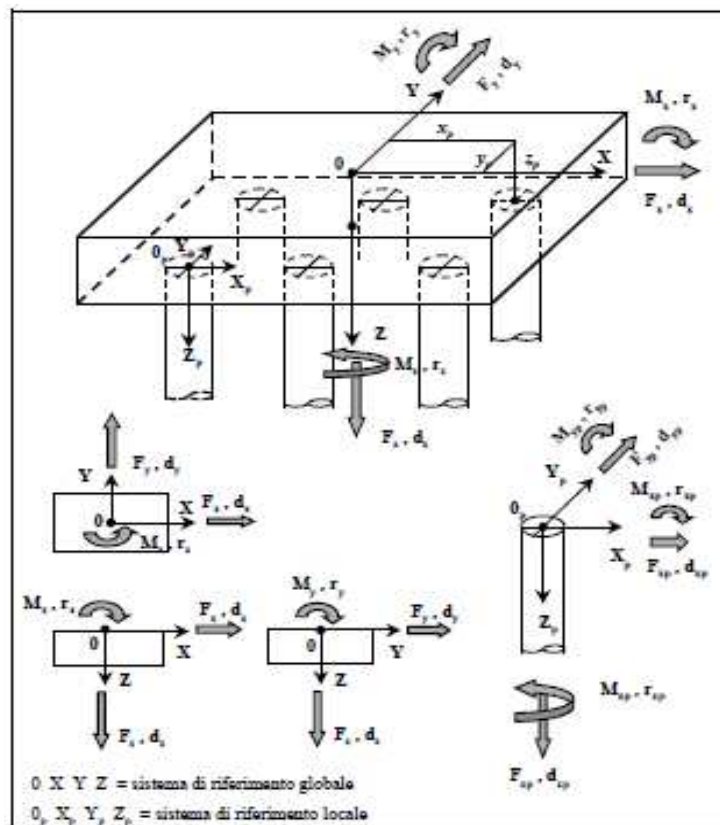
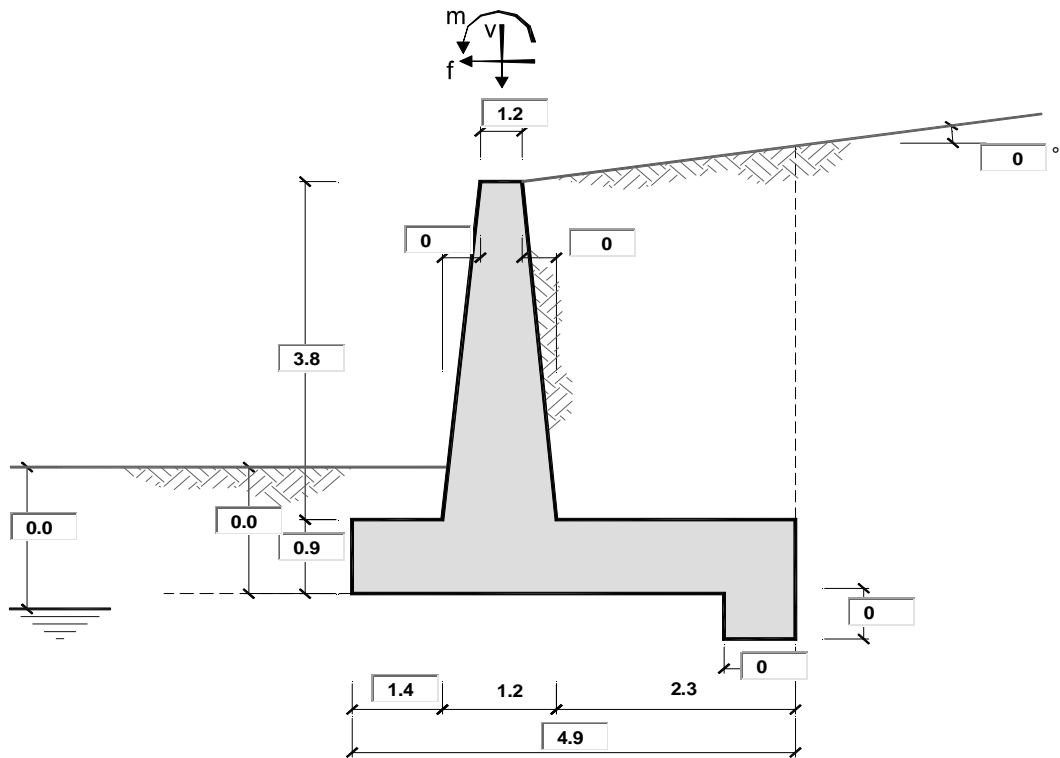


Figura 22 – Schematizzazione palificata e azioni di calcolo.

### 5.2.2. Fondazioni – verifiche geotecniche a capacità portante

Si riportano, nel seguito le verifiche a capacità portante delle fondazioni del ponte, per la combinazione di verifica A1+M1+R3, e per le condizioni statica, sismica positiva e sismica negativa, svolte senza considerare il contributo dei micropali:

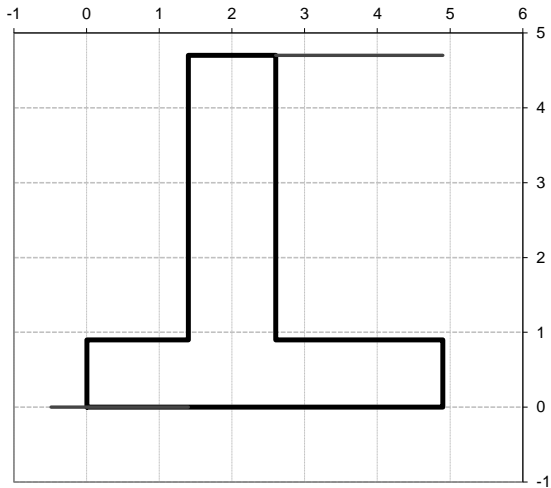
Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024



**OPERA** Ponte stradale intervento n. 1

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
N.T.C.-2018 - A1+M1+R3				<input checked="" type="radio"/>



Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25.00 (kN/m3)
---------------------------------	------------------	---------------

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	$c'_k$	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1.00	1.00	1.40	2.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.10
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.15

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

<b>Dati Geotecnici</b>				<b>valori caratteristici</b>	<b>valori di progetto</b>	
				<b>SLE</b>	<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\phi'$	33.00	33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	$\gamma$	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	22.00	22.00	22.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	33.00	33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	$\gamma1$	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	$\gamma d$	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	$Hs$	10.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	$E$	50000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.043	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.0645	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0323	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no		

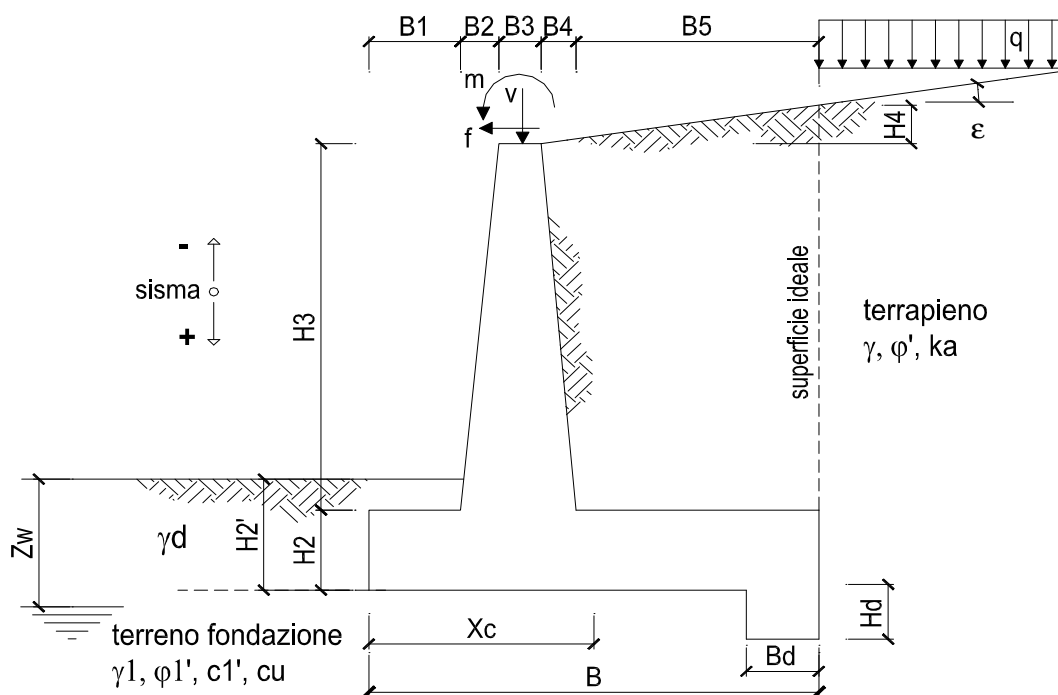
		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.264		0.264		0.264
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.303		0.303		0.303
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.306		0.306		0.306
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.392		3.392		3.392
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.275		3.275		3.275
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.267		3.267		3.267

<b>Carichi Agenti</b>				<b>valori desunti dall'analisi</b>	<b>valori di progetto</b>	
					<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte					
	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
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	29.00	37.70	37.70
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m²)	q	10.00	15.00	15.00
	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	162.00	243.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi1$		0.75	condizione quasi permanente $\Psi2$		0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m²)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	20.00		
	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		

<b>Coefficienti di sicurezza</b>			
	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
<b>Statico</b>	<b>5.02</b>	<b>&gt; 10</b>	<b>3.81</b>
<b>Sismico</b>	<b>2.51</b>	<b>5.90</b>	<b>3.75</b>

Si evidenzia, come i suddetti risultati siano da considerarsi cautelativi e a favore di sicurezza, in quanto i calcoli non tengono conto del contributo stabilizzate e a capacità portante fornito dai micropali progettualmente previsti e che sarà determinato nei prossimi paragrafi.

Si riporta nel seguito il dettaglio dei calcoli relativi alle verifiche geotecniche:



# **OPERA**

Esempio

## **DATI DI PROGETTO:**

### **Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	3,80	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	1,20	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

### **Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	4,90	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,90	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1,40	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2,30	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2,45	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25,00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

**FORZE VERTICALI**

		SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Peso del Muro (Pm)</b>				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	114.00	114.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	110.25	110.25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	224.25	224.25
<b>- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)</b>				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	174.80	174.80
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	174.80	174.80
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	23	34.5
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Muro (Mm)</b>				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	228.00	228.00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	270.11	270.11
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	498.11	498.11
<b>- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro</b>				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	655.50	655.50
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	655.50	655.50
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	86.25	129.375
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

<b>- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)</b>				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		14.46
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		7.23
<b>- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)</b>				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		11.27
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		5.64
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)</b>				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		20.59
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		3.20
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		23.79
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)</b>				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		7.35
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		8.71
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		16.06
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)</b>				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		31.57
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		31.57
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)</b>				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		21.14
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		21.14



**CONDIZIONE STATICA****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$$

$$Sq_{perm} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

$$Sq_{acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{perm} = Sq_{perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{acc} = Sq_{acc} \cdot \cos \delta$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{perm} = Sq_{perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{acc} = Sq_{acc} \cdot \sin \delta$$

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

(kN/m)	58.42	75.94	75.94
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	12.43	18.64	18.64

(kN/m)	54.17	70.41	70.41
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	11.52	17.29	17.29

(kN/m)	21.88	28.45	28.45
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	4.66	6.98	6.98

(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--------	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

$$MSt1 = Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1_{perm} = Sqh_{perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq1_{acc} = Sqh_{acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq2_{perm} = Sqv_{perm} \cdot B$$

$$MSq2_{acc} = Sqv_{acc} \cdot B$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

( kNm/m )	84.86	110.32	110.32
( kNm/m )	107.23	139.40	139.40
( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
( kNm/m )	27.08	40.62	40.62
( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
( kNm/m )	22.82	34.22	34.22
( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

$$Mfext1 = m_p + m$$

$$Mfext2 = (f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$$

$$Mfext3 = (v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$$

( kNm/m )	29.00	37.70	37.70
( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
( kNm/m )	324.00	486.00	0.00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv_{perm} + Sqv_{acc}$$

677.48	(kN/m)
--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f$$

87.70	(kN/m)
-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1'$$

0.65	(-)
------	-----

$$Fs_{scorr.} = (N \cdot f + Sp) / T$$

<b>5.02</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>
-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + Mfext3$$

1153.61	( kNm/m )
---------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$$

15.02	( kNm/m )
-------	-----------

$$Fs_{ribaltamento} = Ms / Mr$$

<b>76.83</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.15</b>
--------------	-------------	-------------

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	677.48	711.98	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	87.70	87.70	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	1624.60	1753.97	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	35.24	-9.61	( 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.	0.00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0.00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.05	-0.01	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	4.80	4.87	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

I valori di ic, iq e iγ 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)	0.76	0.77	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.75	0.75	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi))^{m+1}$		0.66	0.66	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	556.69	556.69	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub> · B* / N</b>	Nmin	<b>3.94</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>3.81</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA +****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	58.42	58.42
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	10.65	10.65
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	54.17	54.17
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	9.88	9.88
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	21.88	21.88
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.99	3.99
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m)	84.86	84.86
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	23.21	23.21
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	107.23	107.23
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	19.55	19.55
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	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

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	$mp + ms$	(kNm/m)	29.00	
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	94.00	
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.00	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$N = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	437.79	(kN/m)		
---	--------	--------	--	--

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	109.78	(kN/m)		
---	--------	--------	--	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi_1'$	0.65	(-)		
--------------------	------	-----	--	--

<b>Fs = (N * f + Sp) / T</b>	<b>2.59</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>	
------------------------------	-------------	-------------	------------	--

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = M_m + M_t + M_{fext3}$	1153.61	(kNm/m)		
------------------------------	---------	---------	--	--

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + MP_{ts}$	122.44	(kNm/m)		
---	--------	---------	--	--

<b>Fr = Ms / Mr</b>	<b>9.42</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.15</b>	
---------------------	-------------	-------------	-------------	--

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N	= Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	437.79	437.79	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	= Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	109.78		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM	= ΣM	1031.18	1031.18	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M	= Xc*N - MM	41.42	41.42	( 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.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m <sup>3</sup> )
q <sub>0</sub> = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	0.00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.09	0.09	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	4.71	4.71	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg <sup>2</sup> (45 + φ'/2) * e <sup>(π*tg(φ'))</sup>	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	38.64		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

iq = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) <sup>m</sup>	(1 in cond. nd)	0.56	0.56	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.54	0.54	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) <sup>m+1</sup>		0.42	0.42	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	348.60	348.60	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub>*B*/ N</b>	Nmin	<b>3.75</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>3.75</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA -****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	58.42	58.42
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)	6.93	6.93
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	54.17	54.17
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.42	6.42
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	21.88	21.88
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.59	2.59
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	( kNm/m )	84.86	84.86
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	( kNm/m )	15.09	15.09
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	107.23	107.23
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	12.71	12.71
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	( kNm/m )	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	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

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	$mp + ms$	( kNm/m )	29.00	
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	( kNm/m )	94.00	
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	( kNm/m )	0.00	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	410.66	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	106.33	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.65	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

<b>Fs =</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>	<b>2.51</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>
-------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	1153.61	( kNm/m )	
------	-------------------------	---------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts}$	195.57	( kNm/m )	
------	--	--------	-----------	--

<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>5.90</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.15</b>
-------------	----------------	-------------	-------------	-------------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		410.66	410.66	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		106.33		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		958.05	958.05	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		48.07	48.07	( kNm/m )

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.12	0.12	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.67	4.67	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \tan(\phi') \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.55	0.55	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.53	0.53	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.41	0.41	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	334.12	334.12	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>3.80</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>3.80</b>	>	

5.2.3. Verifiche delle pressioni trasmesse al terreno e stima dei cedimenti

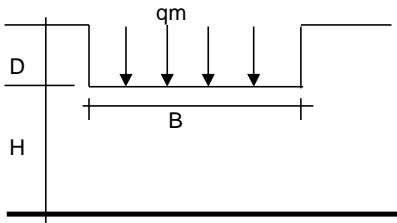
Il presente paragrafo riporta la stima dei cedimenti immediati del terreno di fondazione, senza considerare il contributo dei micropali.

La stima è stata effettuata con il metodo di *Christian e Carrier (1978)*:

$$S_i = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{p \cdot B}{E}$$

In cui  $\mu_0$  e  $\mu_1$  sono fattori (di forma e di profondità) dipendenti rispettivamente dalla profondità del piano di fondazione e dallo spessore dello strato compressibile.

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



Profondità Piano di Posa della Fondazione

Carico unitario medio (qm)

Coefficiente di forma  $\mu_0 = f(D/B)$

Coefficiente di profondità  $\mu_1 = f(H/B)$

Cedimento della fondazione

$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot qm \cdot B^* / E$  (Christian e Carrier, 1976)

N	545.93	(kN/m)
M	-130.27	(kNm/m)
e=M/N	-0.24	(m)
B*	4.42	(m)

D =	0.00	(m)
D/B* =	0.00	(m)
Hs/B* =	2.26	(m)

$qm = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 153.18 \text{ (kN/mq)}$

$\mu_0 = 0.965 \text{ (-)}$

$\mu_1 = 0.72 \text{ (-)}$

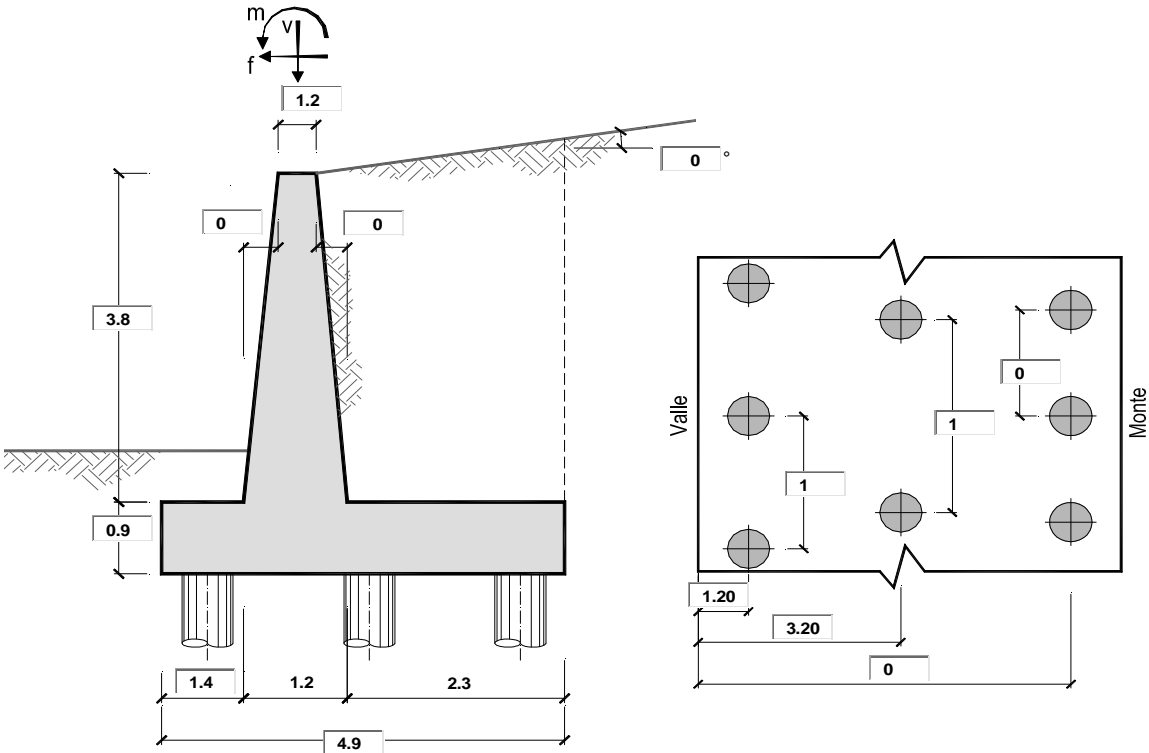
$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot qm \cdot B^* / E = 9.37 \text{ (mm)}$

La pressione trasmessa al terreno (carico unitario medio) risulta pari a circa 153 kN/m<sup>2</sup>, ovvero pari a circa 1,5 kg/cm<sup>2</sup>.

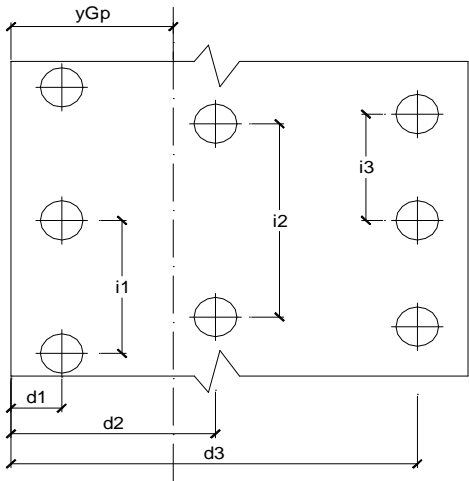
Il valore del cedimento immediato stimato risulta, quindi, pari a circa 1 cm. Pertanto, al fine di garantire le necessarie condizioni di funzionalità ed esercizio all'infrastruttura stradale, anche in considerazione della sua classe d'uso e vita utile dell'opera, sono state progettualmente previste, per ciascuna spalla, due file parallele di 10 micropali cadauna (20 micropali totali per ciascuna spalla), in grado di ottimizzare i cedimenti in fondazione e, contestualmente, aumentare la capacità portante complessiva delle stesse.

5.2.4. Fondazioni profonde in micropali

Si prevede che le fondazioni profonde siano realizzate con micropali di diametro 200 mm. Per ogni fondazione la verifica dei micropali è stata effettuata con riferimento all’elemento più sollecitato nella condizione di carico più gravosa.



Caratteristiche della Palificata



Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	1.20	(m)	interasse pali (i1) =	1.00	(m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	3.20	(m)	interasse pali (i2) =	1.00	(m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	0.00	(m)	interasse pali (i3) =	0.00	(m)
Asse Baricentrico della Palificata (yGp)		=	2.200	(m)		



Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso		Np		Mp		Tp	
		[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
statico	Nmin	427.50	249.98	-204.50	1042.37	70.41	17.29
	Nmax	427.50	284.48	-204.50	988.89		
sisma+	Nmin	437.79		-68.03		109.78	
	Nmax	437.79		-68.03			
sisma-	Nmin	410.66		-129.00		106.33	
	Nmax	410.66		-129.00			

Sollecitazioni sui pali SLU

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	[kN]
statico	Nmin	757.68		-80.19				43.85	
	Nmax	748.19		-36.20					
sisma+	Nmin	184.88		252.91				54.89	
	Nmax	184.88		252.91					
sisma-	Nmin	140.83		269.83				53.16	
	Nmax	140.83		269.83					

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

caso		Np			Mp			Tp	
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
statico	rara								
			166.66	189.66		694.91	-242.02		11.52
	freq.	420.93	124.99	142.2421528	-220.93	521.18	-181.51	54.17	8.64
	quasi perm		0.00	0.00		0.00	0.00		0.00
sisma+	Nmin		437.79			-68.03		109.78	
	Nmax		437.79			-68.03			
sisma-	Nmin		410.66			-129.00		106.33	
	Nmax		410.66			-129.00			

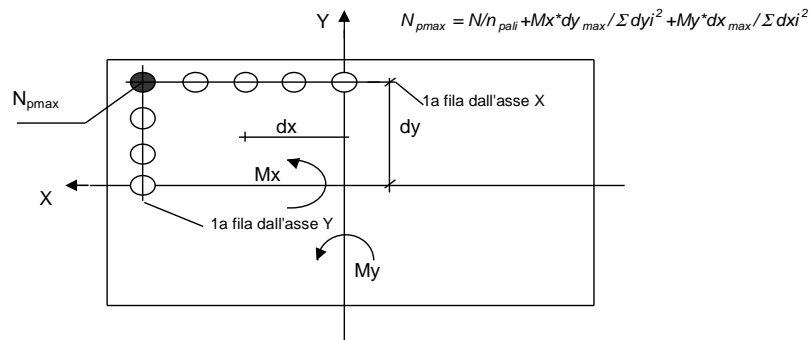
Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	rara								
			430.78		-264.13				5.76
	freq.	100.00	323.09	320.93	-198.10			27.08	4.32
	quasi perm		0.00		0.00				0.00
statico	rara		-26.18		215.84				5.76
	freq.	100.00	-19.64	320.93	161.88			27.08	4.32
	quasi perm		0.00		0.00				0.00
sisma+	Nmin	184.88		252.91				54.89	
	Nmax	184.88		252.91					
sisma-	Nmin	140.83		269.83				53.16	
	Nmax	140.83		269.83					

Vengono, quindi, nel seguito effettuate le ripartizioni dei carichi permanenti ed accidentali più gravosi trasmessi sulla palificata, per ciascun micropalo, al fine delle relative e successive verifiche a capacità portante e cedimento.

L'analisi della palificata è stata condotta considerando fondazioni costituite da pali collegati (incastrati) in testa ad un plinto assimilabile ad un corpo infinitamente rigido. I valori massimi delle sollecitazioni agenti su ciascun palo e gli spostamenti della fondazione conseguenti ai carichi trasmessi dalla struttura sono stati determinati considerando il comportamento della palificata influenzato dalla rigidità sia orizzontale che verticale dei singoli pali.

**RIPARTIZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE**



**OPERA:** Ripartizione carichi permanenti ponte stradale intervento n. 1

**DATI DI INPUT:**

Numero pali direzione X :	10	(-)	N =	428.00	(kN)
Numero pali direzione Y :	2	(-)	Mx =	205.00	(kNm)
Dist. asse X 1a fila di pali dy1:	1.00	(m)	My =		(kNm)
Dist. asse X 2a fila di pali dy2:	-1.00	(m)	Tx =		(kN)
Dist. asse X 3a fila di pali dy3:		(m)	Ty =	71.00	(kN)
Dist. asse X 4a fila di pali dy4:		(m)	n_pali =	20	(-)
Dist. asse X 5a fila di pali dy5:		(m)			
Dist. asse X 6a fila di pali dy6:		(m)			
Dist. asse Y 1a fila di pali dx1:	1.00	(m)			
Dist. asse Y 2a fila di pali dx2:	-1.00	(m)			
Dist. asse Y 3a fila di pali dx3:		(m)			
Dist. asse Y 4a fila di pali dx4:		(m)			
Dist. asse Y 5a fila di pali dx5:		(m)			
Dist. asse Y 6a fila di pali dx6:		(m)			
Dist. asse Y 7a fila di pali dx7:		(m)			
Dist. asse Y 8a fila di pali dx8:		(m)			
Dist. asse Y 9a fila di pali dx9:		(m)			
Dist. asse Y 10a fila di pali dx10:		(m)			
Dist. asse Y 11a fila di pali dx11:		(m)			
Dist. asse Y 12a fila di pali dx12:		(m)			

$dy_{max} = 1.00 \quad (m)$

$dx_{max} = 1.00 \quad (m)$

$\sum dy_i^2 = 40.00 \quad (m^2)$

$\sum dx_i^2 = 8.00 \quad (m^2)$

$N_{pmax} = N/n_{pali} + Mx \cdot dy_{max} / \sum dy_i^2 + My \cdot dx_{max} / \sum dx_i^2$

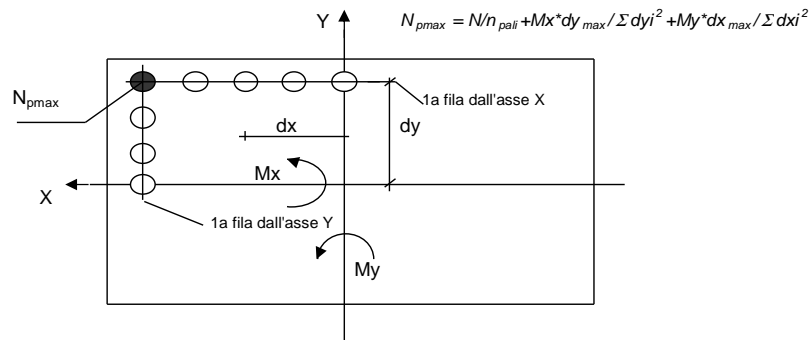
**$N_{pmax} = 26.53 \quad (kN)$**

**$N_{pmin} = 16.28 \quad (kN)$**

$T_{pmax} = (Tx^2 + Ty^2)^{0.5} / n_{pali}$

**$T_{pmax} = 3.55 \quad (kN)$**

**RIPARTIZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE**



**OPERA:** Ripartizione carichi variabili ponte stradale intervento n. 1

**DATI DI INPUT:**

Numero pali direzione X :	10	(-)	N =	437.80	(kN)
Numero pali direzione Y :	2	(-)	Mx =	1042.40	(kNm)
Dist. asse X 1a fila di pali dy1:	1.00	(m)	My =		(kNm)
Dist. asse X 2a fila di pali dy2:	-1.00	(m)	Tx =		(kN)
Dist. asse X 3a fila di pali dy3:		(m)	Ty =	109.80	(kN)
Dist. asse X 4a fila di pali dy4:		(m)	n_pali =	20	(-)
Dist. asse X 5a fila di pali dy5:		(m)			
Dist. asse X 6a fila di pali dy6:		(m)			
Dist. asse Y 1a fila di pali dx1:	1.00	(m)			
Dist. asse Y 2a fila di pali dx2:	-1.00	(m)			
Dist. asse Y 3a fila di pali dx3:		(m)			
Dist. asse Y 4a fila di pali dx4:		(m)			
Dist. asse Y 5a fila di pali dx5:		(m)			
Dist. asse Y 6a fila di pali dx6:		(m)			
Dist. asse Y 7a fila di pali dx7:		(m)			
Dist. asse Y 8a fila di pali dx8:		(m)			
Dist. asse Y 9a fila di pali dx9:		(m)			
Dist. asse Y 10a fila di pali dx10:		(m)			
Dist. asse Y 11a fila di pali dx11:		(m)			
Dist. asse Y 12a fila di pali dx12:		(m)			

$dy_{max} = 1.00 \quad (m)$

$dx_{max} = 1.00 \quad (m)$

$\Sigma dyi^2 = 40.00 \quad (m^2)$

$\Sigma dxi^2 = 8.00 \quad (m^2)$

$N_{pmax} = N/n_{pali} + Mx*dy_{max} / \Sigma dyi^2 + My*dx_{max} / \Sigma dxi^2$

**$N_{pmax} = 47.95 \quad (kN)$**

**$N_{pmin} = -4.17 \quad (kN)$**

$T_{pmax} = (Tx^2 + Ty^2)^{0.5} / n_{pali}$

**$T_{pmax} = 5.49 \quad (kN)$**

### 5.2.5. Verifiche geotecniche dei micropali

Viene nel seguito effettuata la verifica a capacità portante e la stima del carico limite dei micropali progettualmente previsti, utilizzando il metodo di *Bustamante e Doix (1985)*, oltre alla stima dei cedimenti della fondazione nella nuova configurazione di fondazione profonda, il tutto con riferimento alla ripartizione dei carichi effettuata al paragrafo precedente, adottando la combinazione **A1+M1+R3**. Il carico limite ultimo  $Q_{lim}$  viene, quindi, calcolato come somma dei contributi dovuti all'aderenza laterale ( $Q_u^l$ ) ed alla portata di base ( $Q_u^b$ ):

$$Q_{lim} = Q_u^l + Q_u^b$$

essendo:

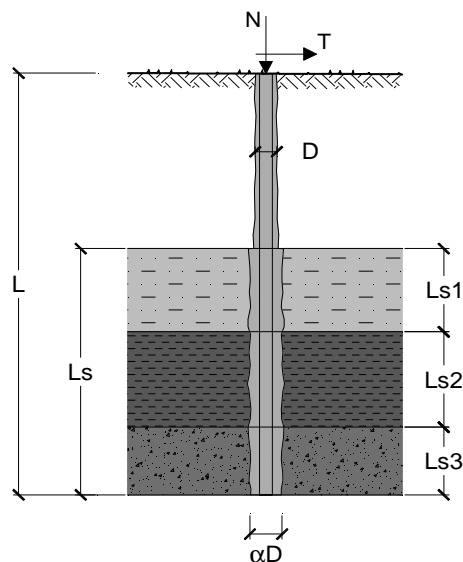
$Q_u^l$ : portata laterale ultima;  $Q_u^b$ : portata di base ultima.

**OPERA:** Micropali ponte stradale intervento n. 1

#### DATI DI INPUT:

**Sollecitazioni Agenti:**

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	26.5	48.0	106.45
<b>T (kN)</b>	3.6	5.5	12.93



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti $\gamma_s$	variabili $\gamma_a$	$\gamma_s$	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.10	1.20	1.30	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.2 (m)  
Lunghezza del micropalo (L): 12.00 (m)

Armatura:

☐ IPE

☐ INP

☐ HEA

☐ HEB

☐ HEM

☒ Tubi

IPE 180

INP 160

HEA 300

HEB 160

HEM 200

ø152,4 x 10,0

ø152,4 x 10,0

Area dell'armatura (Aarm): (mm²) 4470  
Area a taglio (Ataglio) (mm²) 4470  
Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): (mm⁴) 1.14E+07  
Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): (mm³) 150000  
Dimensione Armatura (Darm) (mm) 152.4

Tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

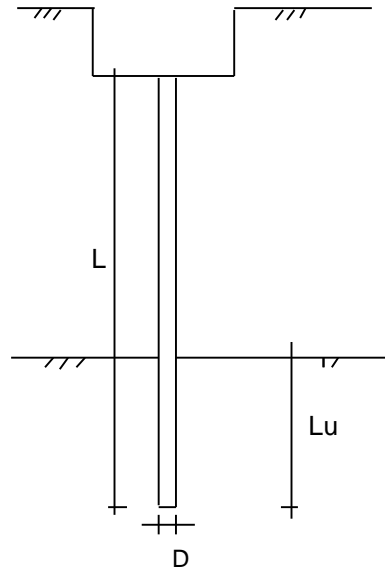
Tensione di snervamento dell'acciaio (fy): 355 (N/mm²)  
Coefficiente Parziale Acciaio γM 1.05  
Tensione ammissibile dell'acciaio (σlim): 338 (N/mm²)  
Modulo di elasticità dell'acciaio (Earm): 210'000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 30.0 (MN/m³)

**CALCOLO DEL CEDIMENTO****OPERA:** Micropali ponte stradale intervento n. 1**DATI DI IMPUT:**

Diametro del Palo (D):	0.20	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	106.45	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	12.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	10.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	50000	(kN/m <sup>2</sup> )

**CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:**

$$\delta = \beta * P_{\max} / E * L_u$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): \quad 2.20 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P_{\max} / E * L_u \quad 0.47 \quad (\text{mm})$$

**Si ottengono, pertanto, cedimenti su ciascun micropalo e, conseguentemente, dell'intera palificata e delle fondazioni del ponte, di entità trascurabile e, come tali, compatibili con la corretta funzionalità in esercizio dell'opera.**

**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA****Capacità portante di fusto**

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore $ls_i$ (m)	$\alpha$ (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	$s_i$ media (MPa)	$s_i$ minima (MPa)	$s_i$ calcolo (MPa)	$Qsi$ (kN)
sabbia-ghiaia	10.00	1.20	0.24	0.210	0.160	0.082	617.07

$$Ls = 10.00 \quad (m)$$

$$Ql = 617.07 \quad (kN)$$

**Capacità portante di punta**

$$Qp = \%Punta \cdot Ql$$

(consigliato 10-15%)

$$\% Punta = 10\%$$

$$Qp = 61.71 \quad (kN)$$

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO****COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$$Qlim = 678.78 \quad (kN)$$

$$Fs = 6.38$$

**CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO**Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. ( $\beta$ ) ( $\beta = k \cdot D_{arm}$ ):

$$4.57 \quad (N/mm^2)$$

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (consigliato \eta > 10)$$

$$Pk = 6616.76 \quad (MN)$$

$$\eta = 62.16$$

**VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI**Momento massimo per carichi orizzontali (M):  
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot Earm \cdot Jarm}}$$

$$b = 0.890 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 7.27 \quad (kN \cdot m)$$

**Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute, con buon margine di sicurezza, compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.**

### **5.3. Intervento n. 2 – ponte di attraversamento stradale di prima categoria**

Il presente intervento prevede la realizzazione di un nuovo ponte stradale di prima categoria in attraversamento del canale scolmatore in progetto al fine di garantire la continuità della strada di servizio e di collegamento alla viabilità e all'argine esistente.

Il ponte sarà ad un impalcato ad un'unica campata di luce netta pari a 19,2 m, costituito da n. 9 travi in c.a.p. precompresso aventi lunghezza di 21,0 m e soletta collaborante e di irrigidimento superiore di altezza minima costante pari a 25 cm. L'impalcato è, quindi, completato dal getto in opera dei trasversi di irrigidimento trasversali di spalla e di campata. Sulla soletta sarà poi realizzato uno strato di pavimentazione per realizzare la pendenza della carreggiata.

Il ponte avrà una larghezza complessiva pari a 9,20 m composta da 8,00 m di carreggiata utile e due cordoli in c.a. da 0,60 m per parte. L'impalcato non ha pendenze longitudinali né pendenze trasversali della piattaforma, mentre in pianta presenta un'obliquità di 0° e sarà supportato da spalle in c.a. gettato in opera e da zattera di fondazione mista a platea diretta e a micropali Ø 200 mm, L 12,0 m, realizzati con tubolari in acciaio DN 152,4 mm, spessore 10 mm e successiva iniezione di malta cementizia.

La sezione corrente dell'impalcato, delle spalle e un riepilogo delle principali caratteristiche geometriche tipologiche delle travi in c.a.p. sono riportate sia in forma grafica che tabellare nella *Relazione di calcolo strutturale* alla quale si rimanda integralmente.

Le azioni di calcolo e il modello del terreno sono stati, invece, definiti con riferimento a quanto riportato nella *Relazione di calcolo strutturale* di progetto e al capitolo 4 della presente relazione.

Vengono, quindi, nel seguito riportati i principali risultati di calcolo e verifica geotecnica, con particolare riferimento alla capacità portante della fondazione dell'opera, secondo la combinazione di verifica prevista dalle N.T.C.-2018 **A1+M1+R3**.

Per quanto riguarda le verifiche di tipo strutturale con l'applicazione delle pertinenti combinazioni di verifica si rimanda, invece, alla *Relazione di calcolo strutturale* allegata al progetto.



### 5.3.1. Azioni di calcolo

Le azioni di calcolo in fondazione sono dedotte dalla *Relazione di calcolo strutturale* e sono riferite all'estradosso platea e applicate nel baricentro del fusto (spalla). La convenzione adottata per i momenti è quella adottata per i calcoli delle fondazioni (il momento  $M_x$  agisce nel piano  $xz$ , il momento  $M_y$  agisce nel piano  $yz$ . Si veda la figura successiva):

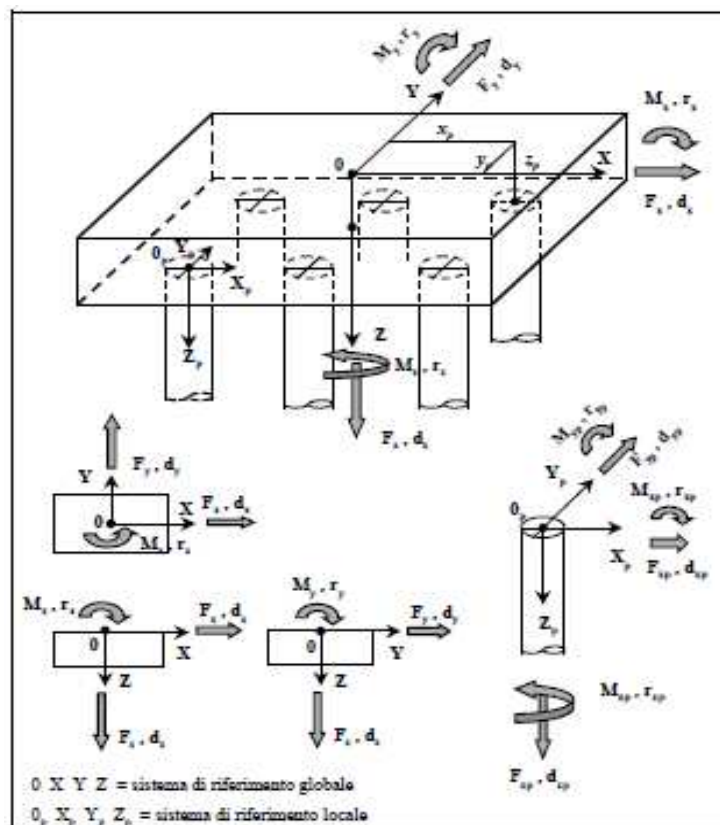
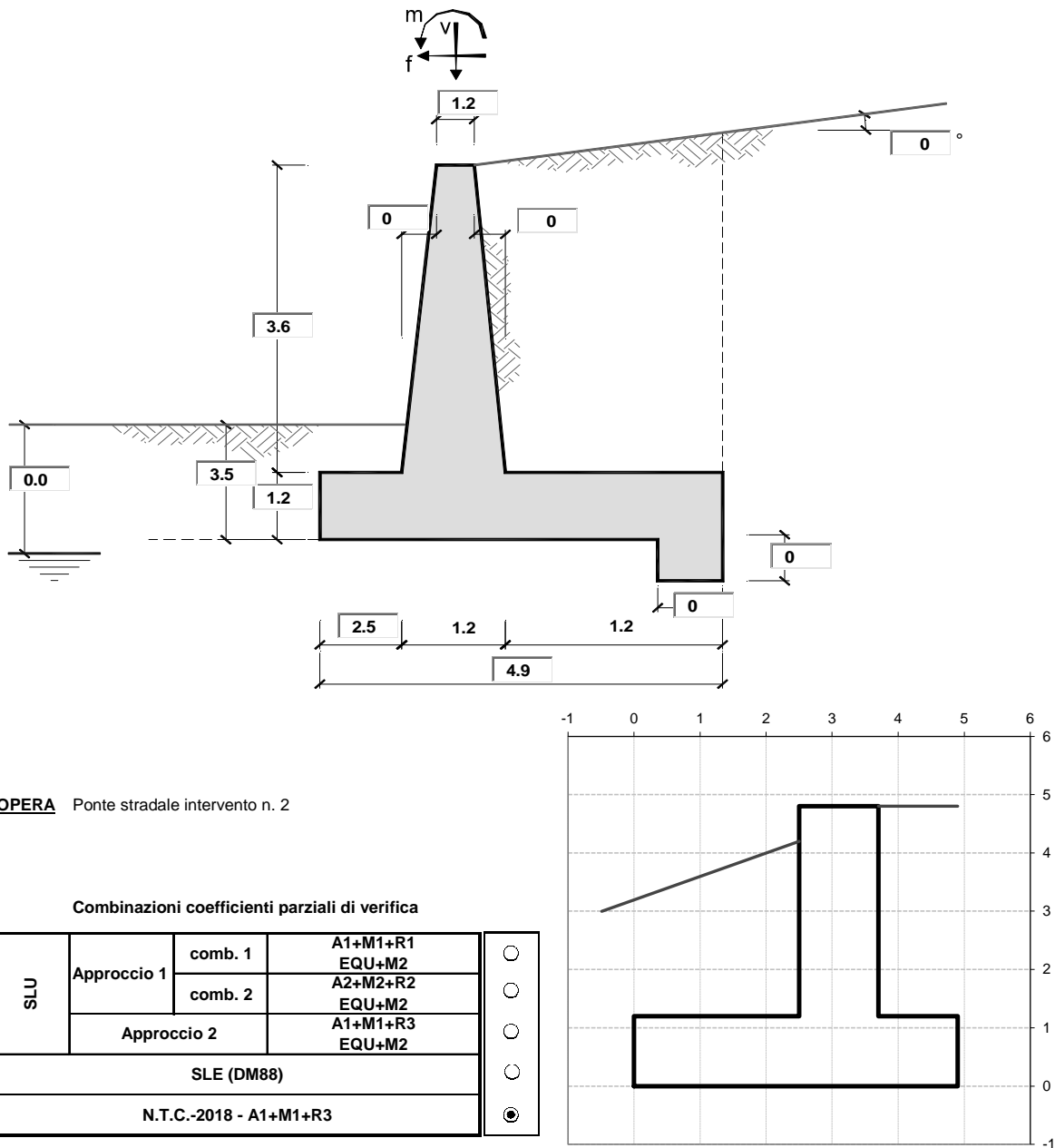


Figura 23 – Schematizzazione palificata e azioni di calcolo.

### 5.3.2. Fondazioni – verifiche geotecniche a capacità portante

Si riportano, nel seguito le verifiche a capacità portante delle fondazioni del ponte, per la combinazione di verifica A1+M1+R3, e per le condizioni statica, sismica positiva e sismica negativa, svolte senza considerare il contributo dei micropali:

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024



Peso Specifico del Calcestruzzo  $\gamma_{cls} = 25.00$  (kN/m3)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1.00	1.00	1.40	2.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.10
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.15

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

Dati Geotecnici				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\phi'$	33.00	33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	22.00	22.00	22.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	33.00	33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma1$	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma d$	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	$Hs$	10.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	$E$	50000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.043	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.0645	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0323	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no		

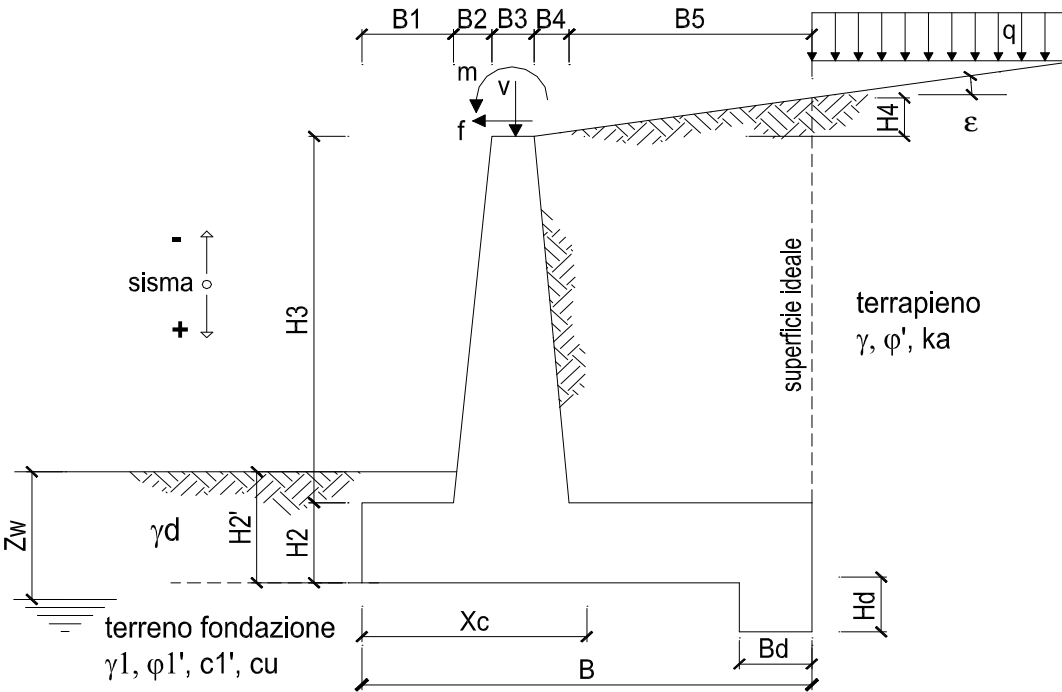
		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.264		0.264		0.264
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.303		0.303		0.303
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.306		0.306		0.306
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.392		3.392		3.392
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.275		3.275		3.275
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.267		3.267		3.267

Carichi Agenti				valori desunti dall'analisi	valori di progetto	
					STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_p$	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	$f_p$	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	$v_p$	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	$m_p$	12.20	15.86	15.86
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	$q$	10.00	15.00	15.00
	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)	$v$	173.00	259.50	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	$m$	0.00	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi1$		0.75	condizione quasi permanente $\Psi2$		0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_s$	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	$f_s$	28.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	$v_s$	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	$m_s$	0.00		

Coefficienti di sicurezza			
	Scorrimento	Ribaltamento	Carico limite
Statico	4.55	> 10	6.51
Sismico	2.04	5.19	9.32

Si evidenzia, come i suddetti risultati siano da considerarsi cautelativi e a favore di sicurezza, in quanto i calcoli non tengono conto del contributo stabilizzate e a capacità portante fornito dai micropali progettualmente previsti e che sarà determinato nei prossimi paragrafi.

Si riporta nel seguito il dettaglio dei calcoli relativi alle verifiche geotecniche:



**OPERA**                      Esempio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	$H3 =$	3.60	(m)
Aggetto Valle	$B2 =$	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	$B3 =$	1.20	(m)
Aggetto monte	$B4 =$	0.00	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	$B =$	4.90	(m)
Spessore Fondazione	$H2 =$	1.20	(m)
Suola Lato Valle	$B1 =$	2.50	(m)
Suola Lato Monte	$B5 =$	1.20	(m)
Altezza dente	$Hd =$	0.00	(m)
Larghezza dente	$Bd =$	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	$Xc =$	2.45	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

**FORZE VERTICALI**

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	108.00	108.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	147.00	147.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	255.00	255.00
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	86.40	86.40
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	86.40	86.40
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	12	18
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	334.80	334.80
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	360.15	360.15
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	694.95	694.95
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	371.52	371.52
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	371.52	371.52
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	51.6	77.4
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		16.45
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		8.22
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		5.57
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		2.79
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		20.90
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		5.69
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		26.59
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		10.80
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		11.61
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		22.41
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	( kNm/m )		16.72
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	( kNm/m )		0.00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	( kNm/m )		0.00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	( kNm/m )		16.72
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5$	( kNm/m )		11.98
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	( kNm/m )		0.00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	( kNm/m )		0.00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	( kNm/m )		11.98

**CONDIZIONE STATICA****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$$

$$Sq_{perm} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

$$Sq_{acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{perm} = Sq_{perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{acc} = Sq_{acc} \cdot \cos \delta$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{perm} = Sq_{perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{acc} = Sq_{acc} \cdot \sin \delta$$

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

(kN/m)	60.93	79.21	79.21
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	12.69	19.04	19.04

(kN/m)	56.49	73.44	73.44
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	11.77	17.65	17.65

(kN/m)	22.83	29.67	29.67
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	4.76	7.13	7.13

(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--------	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

$$MSt1 = Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1_{perm} = Sqh_{perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq1_{acc} = Sqh_{acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq2_{perm} = Sqv_{perm} \cdot B$$

$$MSq2_{acc} = Sqv_{acc} \cdot B$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

( kNm/m )	90.39	117.51	117.51
( kNm/m )	111.84	145.40	145.40
( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
( kNm/m )	28.25	42.37	42.37
( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
( kNm/m )	23.30	34.95	34.95
( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

$$Mfext1 = m_p + m$$

$$Mfext2 = (f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$$

$$Mfext3 = (v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$$

( kNm/m )	12.20	15.86	15.86
( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
( kNm/m )	536.30	804.45	0.00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv_{perm} + Sqv_{acc}$$

637.71	(kN/m)
--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f$$

91.10	(kN/m)
-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1'$$

0.65	(-)
------	-----

$$Fs_{scorr.} = (N \cdot f + Sp) / T$$

4.55	>	1.1
------	---	-----

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + Mfext3$$

1066.47	( kNm/m )
---------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$$

4.61	( kNm/m )
------	-----------

$$Fs_{ribaltamento} = Ms / Mr$$

231.40	>	1.15
--------	---	------

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	637.71	655.71	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	91.10	91.10	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	1875.53	1952.93	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	-313.15	-346.45	( 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.	0.00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	35.00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	-0.49	-0.53	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.92	3.84	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

I valori di ic, iq e iγ 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)	0.73	0.74	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.72	0.72	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi))^{m+1}$		0.63	0.63	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	1105.03	1111.19	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	---------	---------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub> · B* / N</b>	Nmin	<b>6.79</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>6.51</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA +****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	60.93	60.93
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	11.11	11.11
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	56.49	56.49
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	10.30	10.30
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	22.83	22.83
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.16	4.16
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m)	90.39	90.39
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	24.72	24.72
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	111.84	111.84
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	20.39	20.39
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	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

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	$mp + ms$	(kNm/m)	12.20	
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	134.40	
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.00	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$N = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	379.40	(kN/m)
---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	116.82	(kN/m)
---	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi_1'$	0.65	(-)
--------------------	------	-----

$F_s = (N \cdot f + Sp) / T$	2.11	>	1.1
------------------------------	------	---	-----

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = M_m + M_t + M_{fext3}$	1066.47	(kNm/m)
------------------------------	---------	---------

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + MP_{ts}$	138.39	(kNm/m)
---	--------	---------

$Fr = Ms / Mr$	7.71	>	1.15
----------------	------	---	------



**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		379.40	379.40	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		116.82		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		928.08	928.08	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		1.44	1.44	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0.5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	35.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.00	0.00	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.89	4.89	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) e^{(\pi \tan \phi' / (1 - \sin \phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.48	0.48	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.46	0.46	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.33	0.33	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	722.80	722.80	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>9.32</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>9.32</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA -****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	60.93	60.93
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}$	(kN/m)	7.22	7.22
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	56.49	56.49
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.70	6.70
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	22.83	22.83
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.71	2.71
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m)	90.39	90.39
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	16.07	16.07
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	111.84	111.84
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	13.26	13.26
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSP =	$\gamma'_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^3 / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma'_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	$mp + ms$	(kNm/m)	12.20	
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	134.40	
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.00	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	355.92	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	113.21	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.65	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

<b>Fs =</b>	<b><math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>	<b>2.04</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>
-------------	--	-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	1066.47	(kNm/m)	
------	-------------------------	---------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSP + MP_s + M_{pts}$	205.66	(kNm/m)	
------	--	--------	---------	--

<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>5.19</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.15</b>
-------------	----------------	-------------	-------------	-------------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		355.92	355.92	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		113.21		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		860.81	860.81	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		11.20	11.20	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	35.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.03	0.03	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.84	4.84	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \tan(\phi') \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.47	0.47	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.44	0.44	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.32	0.32	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	694.52	694.52	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>9.44</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>9.44</b>	>	

5.3.3. Verifiche delle pressioni trasmesse al terreno e stima dei cedimenti

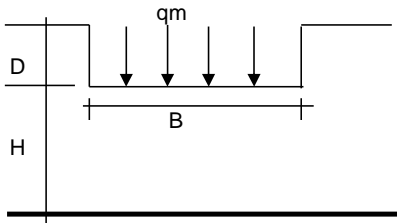
Il presente paragrafo riporta la stima dei cedimenti immediati del terreno di fondazione, senza considerare il contributo dei micropali.

La stima è stata effettuata con il metodo di Christian e Carrier (1978):

$$S_i = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{p \cdot B}{E}$$

In cui  $\mu_0$  e  $\mu_1$  sono fattori (di forma e di profondità) dipendenti rispettivamente dalla profondità del piano di fondazione e dallo spessore dello strato compressibile.

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot qm \cdot B^* / E$  (Christian e Carrier, 1976)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

N	497.54	(kN/m)
M	-389.34	(kNm/m)
e=M/N	-0.78	(m)
B*	3.33	(m)
D =	3.50	(m)
D/B*	1.05	(m)
Hs/B*	3.00	(m)

Carico unitario medio (qm)

$qm = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 191.22 \text{ (kN/mq)}$

Coefficiente di forma  $\mu_0 = f(D/B)$

$\mu_0 = 0.919 \text{ (-)}$

Coefficiente di profondità  $\mu_1 = f(H/B)$

$\mu_1 = 0.84 \text{ (-)}$

Cedimento della fondazione

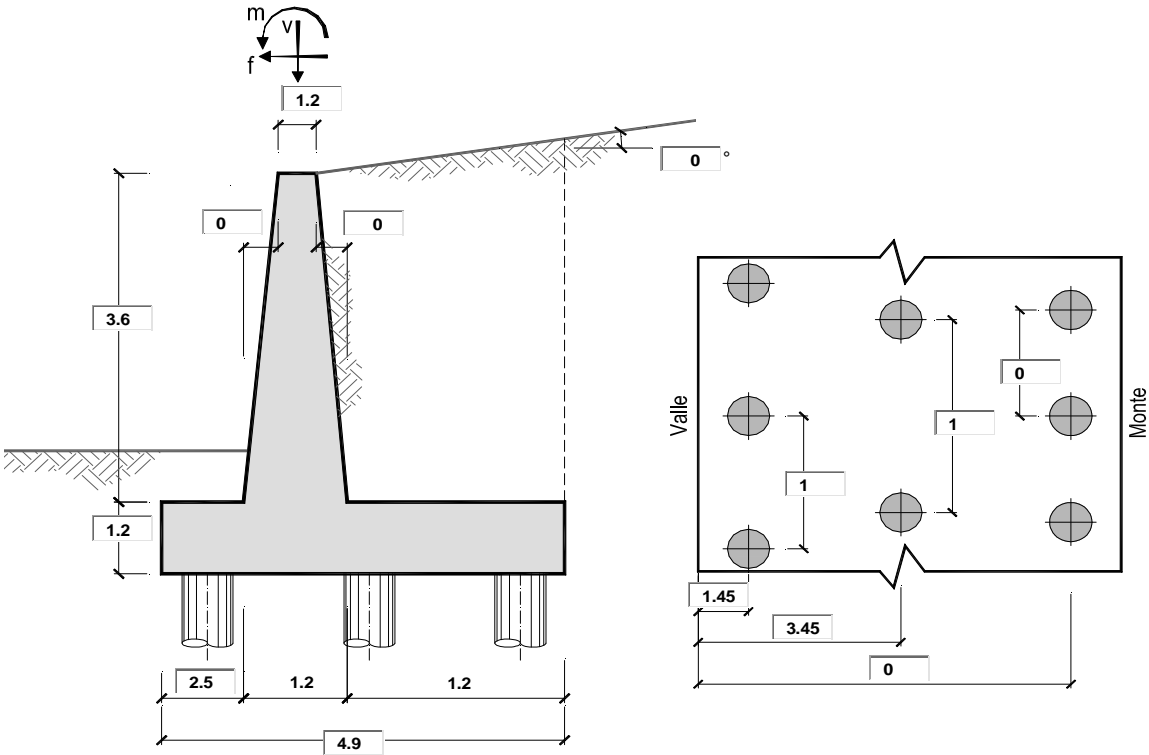
$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot qm \cdot B^* / E = 9.90 \text{ (mm)}$

La pressione trasmessa al terreno (carico unitario medio) risulta pari a circa 191 kN/m², ovvero pari a circa 1,9 kg/cm².

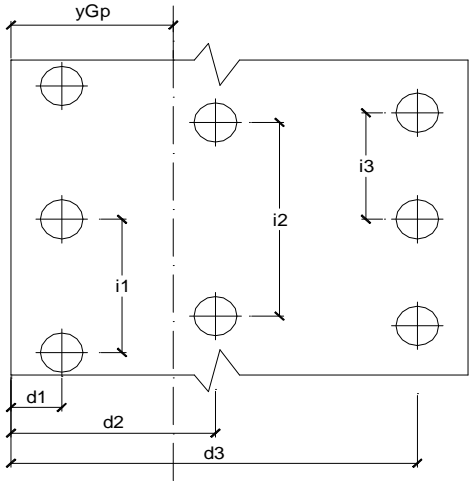
Il valore del cedimento immediato stimato risulta, quindi, pari a circa 1 cm. Pertanto, al fine di garantire le necessarie condizioni di funzionalità ed esercizio all’infrastruttura stradale, anche in considerazione della sua classe d’uso e vita utile dell’opera, sono state progettualmente previste, per ciascuna spalla, due file a quiconce da 10 e 11 micropali (21 micropali totali per ciascuna spalla), in grado di ottimizzare i cedimenti in fondazione e, contestualmente, aumentare la capacità portante complessiva delle stesse.

5.3.4. Fondazioni profonde in micropali

Si prevede che le fondazioni profonde siano realizzate con micropali di diametro 200 mm. Per ogni fondazione la verifica dei micropali è stata effettuata con riferimento all’elemento più sollecitato nella condizione di carico più gravosa.



Caratteristiche della Palificata



Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	1.45	(m)	interasse pali (i1) =	1.00	(m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	3.45	(m)	interasse pali (i2) =	1.00	(m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	0.00	(m)	interasse pali (i3) =	0.00	(m)
Asse Baricentrico della Palificata (yGp)		=		2.450	(m)	

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso		Np		Mp		Tp	
		[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
statico	Nmin	371.07	266.63	-169.37	1465.12	73.44	17.65
	Nmax	371.07	284.63	-169.37	1431.82		
sisma+	Nmin	379.40		1.44		116.82	
	Nmax	379.40		1.44			
sisma-	Nmin	355.92		-57.59		113.21	
	Nmax	355.92		-57.59			

Sollecitazioni sui pali SLU

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	966.73		-329.02				45.55	
	Nmax	959.08		-303.37					
sisma+	Nmin	190.42		188.98				58.41	
	Nmax	190.42		188.98					
sisma-	Nmin	149.17		206.76				56.61	
	Nmax	149.17		206.76					

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

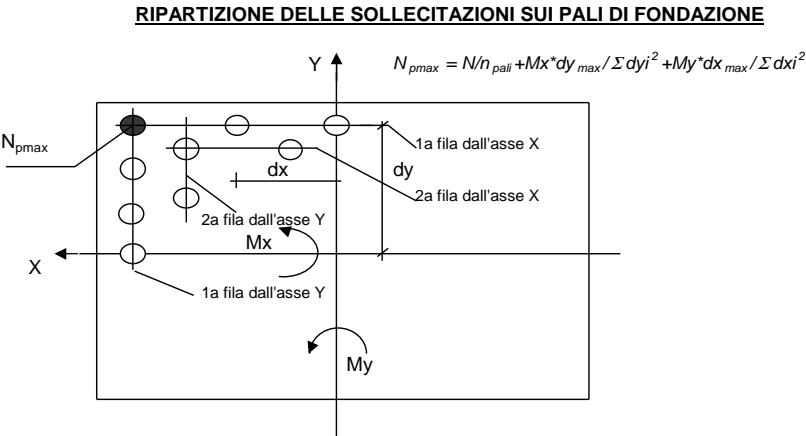
caso		Np		Mp		Tp	
		[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
statico	rara		177.76		976.75	-489.65	11.77
	freq.	364.23	133.32	-183.37	732.56	-367.23	8.83
	quasi perm		0.00		0.00	0.00	0.00
			0.00				
sisma+	Nmin		379.40		1.44		116.82
	Nmax		379.40		1.44		
sisma-	Nmin		355.92		-57.59		113.21
	Nmax		355.92		-57.59		

Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	rara		577.25		-399.50			5.88	
	freq.	90.43	432.94	273.80	-299.62			28.25	4.41
	quasi perm		0.00		0.00				0.00
statico	rara		-149.95		339.70			5.88	
	freq.	90.43	-112.46	273.80	254.78			28.25	4.41
	quasi perm		0.00		0.00				0.00
sisma+	Nmin		190.42		188.98			58.41	
	Nmax		190.42		188.98				
sisma-	Nmin		149.17		206.76			56.61	
	Nmax		149.17		206.76				

Vengono, quindi, nel seguito effettuate le ripartizioni dei carichi permanenti ed accidentali più gravosi trasmessi sulla palificata, per ciascun micropalo, al fine delle relative e successive verifiche a capacità portante e cedimento.

L'analisi della palificata è stata condotta considerando fondazioni costituite da pali collegati (incastrati) in testa ad un plinto assimilabile ad un corpo infinitamente rigido. I valori massimi delle sollecitazioni agenti su ciascun palo e gli spostamenti della fondazione conseguenti ai carichi trasmessi dalla struttura sono stati determinati considerando il comportamento della palificata influenzato dalla rigidezza sia orizzontale che verticale dei singoli pali.



**OPERA:** Ripartizione carichi permanenti ponte stradale intervento n. 2

**DATI DI INPUT:**

Numero pali direzione X ( 1a fila):	10	(-)	N =	371.00	(kN)
Numero pali direzione X (2a fila):	11	(-)	Mx =	169.40	(kNm)
Numero pali direzione Y (1a fila):	1	(-)	My =		(kNm)
Numero pali direzione Y (2a fila):	1	(-)	Tx =		(kN)
			Ty =	73.40	(kN)
			n <sub>pali</sub> =	21	(-)
Dist. asse X 1a fila di pali dy1:	1.00	(m)	Dist. asse Y 1a fila di pali dx1:	1.00	(m)
Dist. asse X 2a fila di pali dy2:	-1.00	(m)	Dist. asse Y 2a fila di pali dx2:	-1.00	(m)
Dist. asse X 3a fila di pali dy3:	0.00	(m)	Dist. asse Y 3a fila di pali dx3:	0.00	(m)
Dist. asse X 4a fila di pali dy4:		(m)	Dist. asse Y 4a fila di pali dx4:		(m)
Dist. asse X 5a fila di pali dy5:		(m)	Dist. asse Y 5a fila di pali dx5:		(m)
Dist. asse X 6a fila di pali dy6:		(m)	Dist. asse Y 6a fila di pali dx6:		(m)
			Dist. asse Y 7a fila di pali dx7:		(m)
			Dist. asse Y 8a fila di pali dx8:		(m)
			Dist. asse Y 9a fila di pali dx9:		(m)
			Dist. asse Y 10a fila di pali dx10:		(m)
			Dist. asse Y 11a fila di pali dx11:		(m)
			Dist. asse Y 12a fila di pali dx12:		(m)

$dy_{max} = 1.00 \quad (m)$

$dx_{max} = 1.00 \quad (m)$

$\Sigma dyi^2 = 42.00 \quad (m^2)$

$\Sigma dxi^2 = 4.00 \quad (m^2)$

$N_{pmax} = N/n_{pali} + Mx \cdot dy_{max} / \Sigma dyi^2 + My \cdot dx_{max} / \Sigma dxi^2$

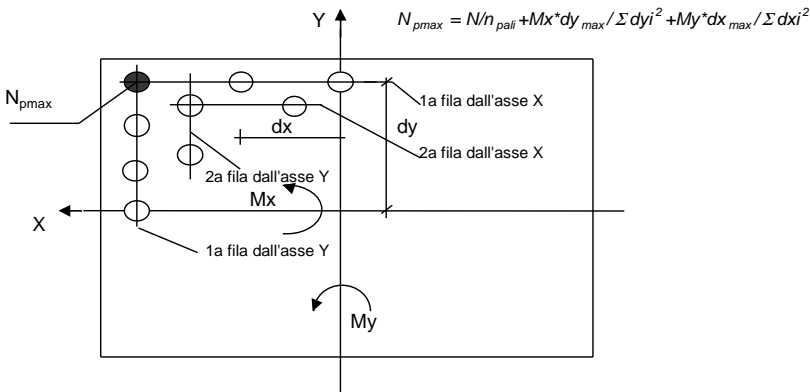
$N_{pmax} = 21.70 \quad (kN)$

$N_{pmin} = 13.63 \quad (kN)$

$T_{pmax} = (Tx^2 + Ty^2)^{0.5} / n_{pali}$

$T_{pmax} = 3.50 \quad (kN)$

RIPARTIZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE



OPERA: Ripartizione carichi variabili ponte stradale intervento n. 2

DATI DI INPUT:

Numero pali direzione X ( 1a fila):	10	(-)	N =	379.40	(kN)
Numero pali direzione X (2a fila):	11	(-)	Mx =	1465.10	(kNm)
Numero pali direzione Y (1a fila):	1	(-)	My =		(kNm)
Numero pali direzione Y (2a fila):	1	(-)	Tx =		(kN)
			Ty =	116.80	(kN)
			n_pali =	21	(-)
Dist. asse X 1a fila di pali dy1:	1.00	(m)	Dist. asse Y 1a fila di pali dx1:	1.00	(m)
Dist. asse X 2a fila di pali dy2:	-1.00	(m)	Dist. asse Y 2a fila di pali dx2:	-1.00	(m)
Dist. asse X 3a fila di pali dy3:	0.00	(m)	Dist. asse Y 3a fila di pali dx3:	0.00	(m)
Dist. asse X 4a fila di pali dy4:		(m)	Dist. asse Y 4a fila di pali dx4:		(m)
Dist. asse X 5a fila di pali dy5:		(m)	Dist. asse Y 5a fila di pali dx5:		(m)
Dist. asse X 6a fila di pali dy6:		(m)	Dist. asse Y 6a fila di pali dx6:		(m)
			Dist. asse Y 7a fila di pali dx7:		(m)
			Dist. asse Y 8a fila di pali dx8:		(m)
			Dist. asse Y 9a fila di pali dx9:		(m)
			Dist. asse Y 10a fila di pali dx10:		(m)
			Dist. asse Y 11a fila di pali dx11:		(m)
			Dist. asse Y 12a fila di pali dx12:		(m)

dy\_max = 1.00 (m)

dx\_max = 1.00 (m)

Σ dyi^2 = 42.00 (m^2)

Σ dxi^2 = 4.00 (m^2)

N\_pmax = N/n\_pali + Mx\*dy\_max / Σ dyi^2 + My\*dx\_max / Σ dxi^2

N\_pmax = 52.95 (kN)

N\_pmin = -16.82 (kN)

T\_pmax = (Tx^2 + Ty^2)^0.5 / n\_pali

T\_pmax = 5.56 (kN)



### 5.3.5. Verifiche geotecniche dei micropali

Viene nel seguito effettuata la verifica a capacità portante e la stima del carico limite dei micropali progettualmente previsti, utilizzando il metodo di *Bustamante e Doix (1985)*, oltre alla stima dei cedimenti della fondazione nella nuova configurazione di fondazione profonda, il tutto con riferimento alla ripartizione dei carichi effettuata al paragrafo precedente, adottando la combinazione **A1+M1+R3**. Il carico limite ultimo  $Q_{lim}$  viene, quindi, calcolato come somma dei contributi dovuti all'aderenza laterale ( $Q_u^l$ ) ed alla portata di base ( $Q_u^b$ ):

$$Q_{lim} = Q_u^l + Q_u^b$$

essendo:

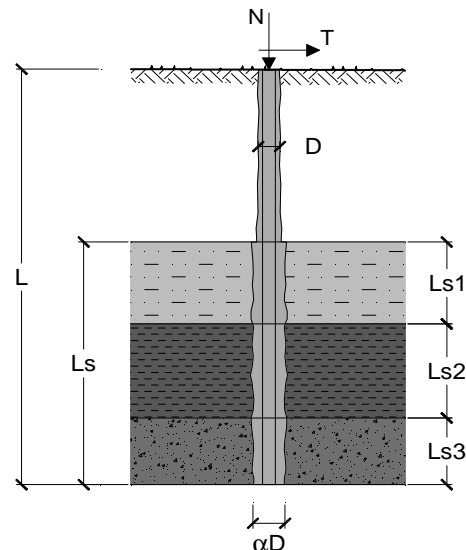
$Q_u^l$ : portata laterale ultima;  $Q_u^b$ : portata di base ultima.

**OPERA:** Micropali ponte stradale intervento n. 2

#### DATI DI INPUT:

**Sollecitazioni Agenti:**

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	21.7	53.0	107.71
<b>T (kN)</b>	3.5	5.6	12.95



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_s$	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.10	1.20	1.30	1.30

n	1 <input checked="" type="radio"/>	2 <input type="radio"/>	3 <input type="radio"/>	4 <input type="radio"/>	5 <input type="radio"/>	7 <input type="radio"/>	≥10 <input type="radio"/>	DM88 <input type="radio"/>	prog. <input type="radio"/>
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.2 (m)  
Lunghezza del micropalo (L): 12.00 (m)

Armatura:

☐ IPE

☐ INP

☐ HEA

☐ HEB

☐ HEM

☐ Tubi

☒

IPE 180

INP 160

HEA 300

HEB 160

HEM 200

ø152,4 x 10,0

ø152,4 x 10,0

Area dell'armatura (A<sub>arm</sub>): (mm<sup>2</sup>) 4470  
Area a taglio (A<sub>taglio</sub>) (mm<sup>2</sup>) 4470  
Momento di inerzia della sezione di armatura (J<sub>arm</sub>): (mm<sup>4</sup>) 1.14E+07  
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W<sub>arm</sub>): (mm<sup>3</sup>) 150000  
Dimensione Armatura (D<sub>arm</sub>) (mm) 152.4

Tipo di acciaio

S 355 (Fe 510)

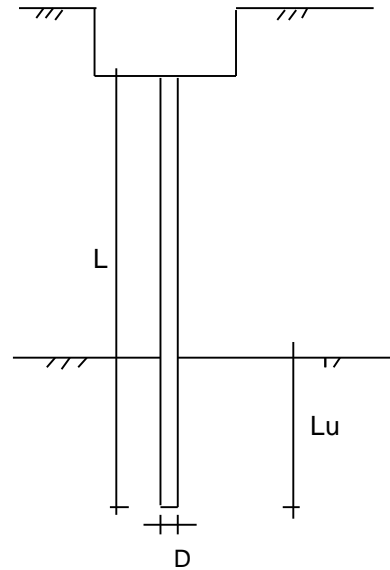
Tensione di snervamento dell'acciaio (f<sub>y</sub>): 355 (N/mm<sup>2</sup>)  
Coefficiente Parziale Acciaio γ<sub>M</sub> 1.05  
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ<sub>lim</sub>): 338 (N/mm<sup>2</sup>)  
Modulo di elasticità dell'acciaio (E<sub>arm</sub>): 210'000 (N/mm<sup>2</sup>)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 30.0 (MN/m<sup>3</sup>)

**CALCOLO DEL CEDIMENTO****OPERA:** Micropali ponte stradale intervento n. 2**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	0.20	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	107.71	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	12.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	10.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	50000	(kN/m <sup>2</sup> )

**CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:**

$$\delta = \beta * P_{max} / E * L_u$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): \quad 2.20 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P_{max} / E * L_u \quad 0.47 \quad (\text{mm})$$

**Si ottengono, pertanto, cedimenti su ciascun micropalo e, conseguentemente, dell'intera palificata e delle fondazioni del ponte, di entità trascurabile e, come tali, compatibili con la corretta funzionalità in esercizio dell'opera.**

**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA****Capacità portante di fusto**

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore $ls_i$ (m)	$\alpha$ (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	$s_i$ media (MPa)	$s_i$ minima (MPa)	$s_i$ calcolo (MPa)	$Qsi$ (kN)
sabbia-ghiaia	10.00	1.20	0.24	0.210	0.160	0.082	617.07

$$Ls = 10.00 \quad (m)$$

$$Ql = 617.07 \quad (kN)$$

**Capacità portante di punta**

$$Qp = \%Punta \cdot Ql$$

(consigliato 10-15%)

$$\% Punta = 10\%$$

$$Qp = 61.71 \quad (kN)$$

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO****COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$$Qlim = 678.78 \quad (kN)$$

$$Fs = 6.30$$

**CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO**Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. ( $\beta$ ) ( $\beta = k \cdot D_{arm}$ ):

$$4.57 \quad (N/mm^2)$$

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (consigliato \eta > 10)$$

$$Pk = 6616.76 \quad (MN)$$

$$\eta = 61.43$$

**VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI**Momento massimo per carichi orizzontali (M):  
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 0.890 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 7.28 \quad (kN \cdot m)$$

**Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute, con buon margine di sicurezza, compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.**

#### 5.4. Intervento n. 2 – ponte di attraversamento stradale canale Magrelli

In corrispondenza del tratto di canale Magrelli oggetto di deviazione e rifacimento è previsto il contestuale rifacimento del ponticello di attraversamento stradale a servizio della viabilità secondaria, in prossimità della sezione di progetto n. 9.

Il ponte verrà realizzato in c.c.a. gettato in opera ed avrà sezione di tipo scatolare, con impalcato del tipo a solettone e con vincoli di incastro sulle spalle. La sezione del ponte sarà di tipo trapezia, per ottimizzare il raccordo con il tratto di canale rivestito in lastre in c.a.v. ed avrà, pertanto, dimensioni utili massime pari a circa m 5,90 x 2,00, con spessore di platea e soletta pari a 50 cm mentre le spalle avranno larghezza variabile da circa 95 al piede sino a 50 cm in corrispondenza dell'incastro con l'impalcato.

Il ponte avrà una larghezza complessiva pari a 9,20 m composta da 8,00 m di carreggiata utile e due cordoli in c.a. da 0,60 m per parte. L'impalcato non ha pendenze longitudinali né pendenze trasversali della piattaforma, e non presenta obliquità significative dell'asse rispetto al canale.

La sezione corrente dell'impalcato, delle spalle e un riepilogo delle principali caratteristiche geometriche e tipologiche sono riportate sia in forma grafica che tabellare nella *Relazione di calcolo strutturale* alla quale si rimanda integralmente.

Le azioni di calcolo e il modello del terreno sono stati, invece, definiti con riferimento a quanto riportato nella *Relazione di calcolo strutturale* di progetto e al capitolo 4 della presente relazione.

La seguente tabella riepiloga, quindi, le azioni risultanti in corrispondenza del baricentro della fondazione della costruzione per l'involuppo delle combinazioni di calcolo a SLU.

INVILUPPO AZIONI A SLU			
Combinazione	N [kN]	M [kN]	T [kN]
SLU	4800	5520	1140

Si riporta, nel seguito, la **verifica a capacità portante** del sistema terreno-fondazione per la **combinazione A1+M1+R3** prevista dalle N.T.C.-2018, eseguita con la formulazione di *Brinch-Hansen*, considerando aggiuntivamente anche i fattori correttivi sismici  $\gamma$  come defini-

ti da *Paolucci & Pecker* (1997) e la pertinente **verifica a scorrimento**.

Per quanto riguarda le verifiche di tipo strutturale con l'applicazione delle pertinenti combinazioni di verifica si rimanda, invece, alla *Relazione di calcolo strutturale* allegata al progetto.

Il problema dal punto di vista geotecnico è valutato in condizioni drenate, considerando cautelativamente un angolo di attrito pari a 30° (unità geotecnica I), coesione nulla, un approfondimento della fondazione ai fini del calcolo pari a 2,0 m (dedotto lo strato superficiale), ed un livello della falda a circa - 1,0 m dal p.c. relativo.

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, calcolato con la seguente espressione (si veda a riguardo il *paragrafo 4.4*):

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma$$

Mentre il valore della resistenza di calcolo, ovvero del carico limite, vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = \frac{q_{lim}}{2,3}$$

#### **Verifica combinazione A1+M1+R3**

eccentricità in x [e <sub>x</sub> ]	1,15	m
eccentricità in y [e <sub>y</sub> ]	0,00	m
B'	5,60	m
L'	9,20	m
Profondità fondazione	2,00	m
m	1,62	
N <sub>y</sub>	22,40	
N <sub>q</sub>	18,40	
N <sub>c</sub>	30,14	
i <sub>y</sub>	0,49	
i <sub>q</sub>	0,64	
i <sub>c</sub>	0,62	
s <sub>y</sub>	0,76	
s <sub>q</sub>	1,35	
s <sub>c</sub>	1,37	
b <sub>y</sub>	1,00	
b <sub>q</sub>	1,00	
b <sub>c</sub>	1,00	
g <sub>y</sub>	1,00	
g <sub>q</sub>	1,00	

$g_c$	1,00	
$d_v$	1,00	
$d_q$	1,10	
$d_c$	1,11	
$Z_\gamma$	0,96	
$Z_q$	0,96	
$Z_c$	0,98	
$q_{lim}$	732,7	kN/m <sup>2</sup>

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q * N_q * \alpha_q + c' * N_c * \alpha_c + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * \alpha_\gamma \cong 0,73 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = q_{lim} / \gamma_{Rs} = 0,73 / 2,3 \cong 0,32 \text{ N/mm}^2 \text{ (320 kN/m}^2\text{)} > q \cong 0,093 \text{ N/mm}^2$$

$$F.S. \cong 0,73 \text{ N/mm}^2 / 0,093 \text{ N/mm}^2 \cong 7,8 > 2,3$$

#### **VERIFICA A SCORRIMENTO**

$$H_d = 1140.00 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\varphi') + c' * B * L *$$

$$S_d = 2771.28 \quad (\text{kN})$$

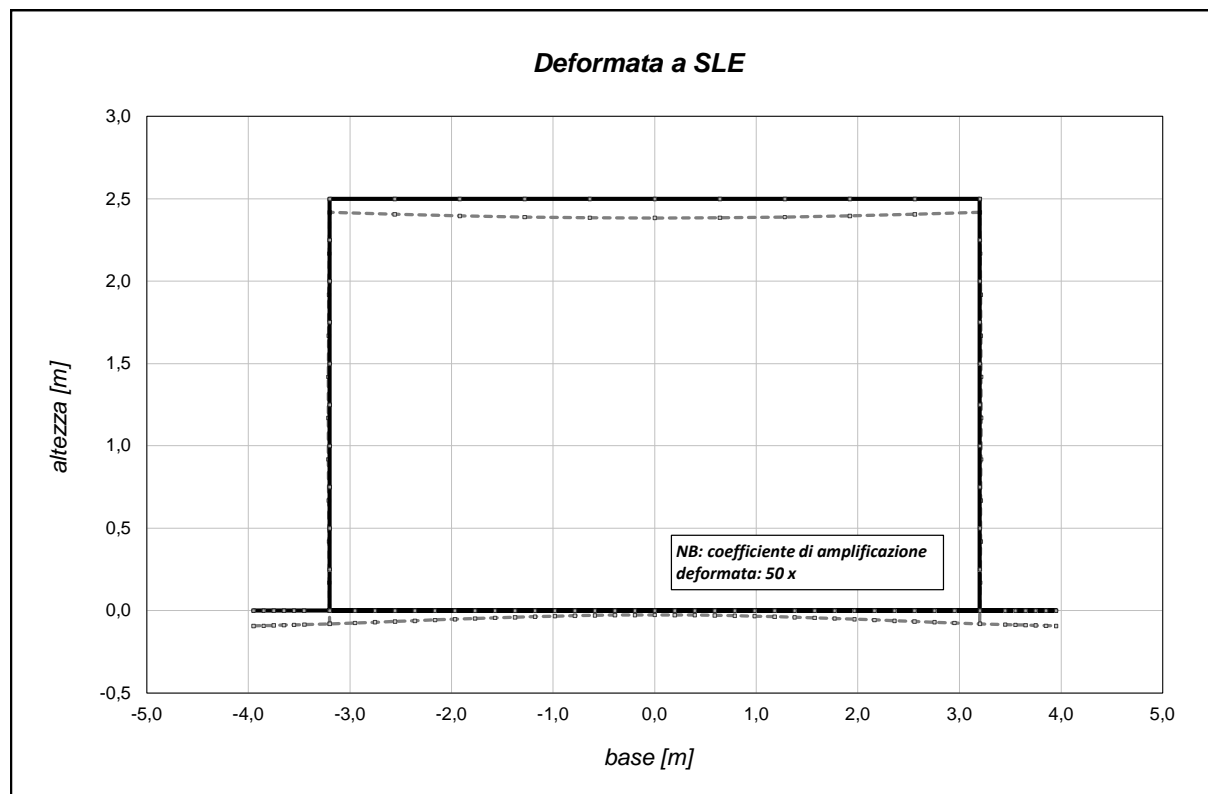
#### **Coefficiente di sicurezza allo scorrimento**

$$F_{scorr} = 2.43 > \gamma_R$$

#### **LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE E A SCORRIMENTO POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE**

**Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto, nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.**

Si riporta, infine, la stima dei cedimenti del sistema terreno-fondazione in esercizio (combinazione caratteristica), svolta con riferimento al modello di calcolo semplificato agli elementi finiti utilizzato anche per le verifiche di tipo strutturale, in base al modello di Winkler, definito al *paragrafo 4.2* della presente relazione.



**Dai risultati ottenuti dalle verifiche geotecniche si possono, pertanto, stimare valori di cedimento massimo dell'ordine di pochi millimetri ( $\cong 2/3$  mm). I cedimenti differenziali nell'ambito della superficie della platea di fondazione si mantengono, inoltre, nell'ordine di pochi millimetri ( $1\div 2$  mm). Tali valori, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono, dunque, essere ritenuti compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità dell'opera progettualmente prevista.**

**Le deformazioni in esercizio nel complesso della costruzione risultano compatibili con l'uso e la funzionalità dell'opera.**



### 5.5. Intervento n. 2 – deviazione canale Magrelli

Nel tratto di canale scolmatore compreso tra l'intervento n. 2 (sezione 9) e l'intervento n. 3 (sezione 16) è previsto lo spostamento del canale Magrelli esistente con la sua ricostruzione integrale per una lunghezza di circa 310 ml. Il nuovo canale Magrelli verrà realizzato in base alle seguenti sezioni tipologiche, di forma e geometrie differenti:





Tipo sezione	Geometria	Dimensioni c.c.a. [l x h] [m]	Fondazione [cm]	Elevazioni [cm]
A		5,00/6,10 x 2,00	40	40
B		5,00/6,00 x 1,90	30	Lastre c.a.v.
C		5,00 x 2,00	30	30
D		6,00 x 2,00	30	30

Tabella 10 – Tipologie e caratteristiche geometriche delle sezioni in progetto.

Per quanto riguarda la geometria e le sezioni dell'opera si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto. Le azioni di calcolo e il modello del terreno sono stati, invece, definiti con riferimento a quanto riportato al *capitolo 4* della *Relazione di calcolo strutturale* di progetto e al *capitolo 3* della presente relazione.

Vengono, quindi, nel seguito riportati i principali risultati di calcolo e verifica geotecnica, con particolare riferimento alla capacità portante della fondazione dell'opera, secondo la combinazione di verifica prevista dalle N.T.C.-2018 **A1+M1+R3**, considerando il canale vuoto al suo interno al fine di massimizzare la componente della spinta del terreno a tergo dell'opera.

Per quanto riguarda le verifiche di tipo strutturale con l'applicazione delle pertinenti combinazioni di verifica si rimanda, invece, alla *Relazione di calcolo strutturale* allegata al progetto.

The diagram shows a gravity dam cross-section with the following dimensions and loadings:

- Top Width:** 0.4
- Left Slope:** Vertical height 2.0, horizontal distance 0.55.
- Right Slope:** Vertical height 0.0, horizontal distance 0.0.
- Base Dimensions:**
  - Left section: 2.50
  - Middle section: 0.95
  - Right section: 0.5
  - Total base width: 3.95
- Water Level:** 0.4 above the base on the left.
- Ground Level:** 0.0 on the right.
- Loadings:**
  - Vertical load  $V$  and horizontal load  $F$  at the top.
  - Moment  $M$  at the top.

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
N.T.C.-2018 - A1+M1+R3				<input checked="" type="radio"/>

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi}$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	$c'_k$	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_c$	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1.00	1.00	1.40	2.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.10
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.15

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

<b>Dati Geotecnici</b>				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	20.00	20.00	20.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma d$	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	20000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.043	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.57	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.0368	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0184	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.297		0.297		0.297
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.320		0.320		0.320
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.321		0.321		0.321
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000		3.000		3.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.937		2.937		2.937
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.934		2.934		2.934

<b>Carichi Agenti</b>				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE - sisma	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte					
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m <sup>2</sup> )	q	5.00	7.50
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	0.70	condizione quasi permanente $\Psi2$		0.60
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m <sup>2</sup> )	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	

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	verificato	verificato	3.09
Sismico	verificato	verificato	3.85

The diagram illustrates a gravity retaining wall cross-section. Key dimensions and parameters include:

- Dimensions:**
  - $B1, B2, B3, B4, B5$ : Horizontal segments at the top of the wall.
  - $H1, H2, H2', H3, H4$ : Vertical dimensions of the wall and soil layers.
  - $Z_w$ : Water depth on the left side.
  - $X_c$ : Horizontal distance from the base to the center of gravity.
  - $B$ : Total base width.
  - $B_d$ : Distance from the base to the heel.
  - $H_d$ : Height of the base slab.
  - $\epsilon$ : Small horizontal distance at the top right.
- Forces and Moments:**
  - $m$ : Moment at the top of the wall.
  - $v$ : Vertical force at the top of the wall.
  - $f$ : Horizontal force at the top of the wall.
  - $q$ : Uniformly distributed load on the top surface.
- Soil and Foundation Properties:**
  - terreno fondazione** (foundation soil):  $\gamma_1, \phi_1', c_1', c_u$
  - terrapieno** (fill):  $\gamma, \phi', k_a$
  - superficie ideale** (ideal surface): Indicated by a dashed line.
- Other Labels:**
  - sisma** (seismicity): Indicated by a symbol with a square, circle, and plus sign.

**DATI DI PROGETTO:**

Elevazione	H3 =	2,00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,55	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

Larghezza Fondazione	B =	3,95	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,40	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	2,50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0,50	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1,98	(m)

125

**FORZE VERTICALI**

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	13,75	13,75
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	20,00	20,00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	39,50	39,50
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	73,25	73,25
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	19,00	19,00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	19,00	19,00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	2,5	3,75
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	39,42	39,42
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	65,00	65,00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	78,01	78,01
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	182,43	182,43
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	70,30	70,30
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	70,30	70,30
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	9,25	13,875
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		2,69
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		1,35
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		0,70
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		0,35
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,54
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		1,03
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0,29
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		1,86
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0,72
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		1,19
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		1,43
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		3,35
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	( kNm/m )		0,98
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	( kNm/m )		0,00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	( kNm/m )		0,00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	( kNm/m )		0,98
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	( kNm/m )		1,29
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	( kNm/m )		0,00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	( kNm/m )		0,00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	( kNm/m )		1,29

**CONDIZIONE STATICA****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$$

$$Sq_{perm} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

$$Sq_{acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{perm} = Sq_{perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{acc} = Sq_{acc} \cdot \cos \delta$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{perm} = Sq_{perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{acc} = Sq_{acc} \cdot \sin \delta$$

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

(kN/m)	16,27	21,15	21,15
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	3,57	5,35	5,35

(kN/m)	15,29	19,87	19,87
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	3,35	5,03	5,03

(kN/m)	5,56	7,23	7,23
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	1,22	1,83	1,83

(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--------	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

$$MSt1 = Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1_{perm} = Sqh_{perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq1_{acc} = Sqh_{acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq2_{perm} = Sqv_{perm} \cdot B$$

$$MSq2_{acc} = Sqv_{acc} \cdot B$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

( kNm/m )	12,23	15,90	15,90
( kNm/m )	21,98	28,57	28,57
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	4,02	6,03	6,03
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	4,82	7,23	7,23
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

$$Mfext1 = mp + m$$

$$Mfext2 = (fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$$

$$Mfext3 = (vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$$

( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv_{perm} + Sqv_{acc}$$

101,31	(kN/m)
--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f$$

24,90	(kN/m)
-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1'$$

0,58	(-)
------	-----

$$Fs_{scorr.} = (N \cdot f + Sp) / T$$

2,35	>	1,1
------	---	-----

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + Mfext3$$

252,73	( kNm/m )
--------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$$

-13,87	( kNm/m )
--------	-----------

$$Fs_{ribaltamento} = Ms / Mr$$

18,22	>	1,15
-------	---	------

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	101,31	105,06	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sth + Sqh + f - Sp	24,90	24,90	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	266,60	280,47	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	-66,50	-72,97	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0N_q'iq + 0,5\gamma_1B^*N_\gamma'i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	10,01		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d^*H2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	-0,66	-0,69	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2,64	2,56	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = tg^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi tg(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	18,40		(-)
$N_c = (N_q - 1)/tg(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	30,14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\phi')$	(0 in cond. nd)	22,40		(-)

I valori di ic, iq e i $\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T/(N + B^*c'cotg\phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,57	0,58	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0,54	0,54	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^*c'cotg\phi'))^{m+1}$		0,43	0,43	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	126,89	126,89	(kN/m <sup>2</sup> )
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = qlim*B*/ N</b>	Nmin	<b>3,30</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>3,09</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA +****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	16,27	16,27
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	1,58	1,58
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	15,29	15,29
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1,48	1,48
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5,56	5,56
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,54	0,54
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	( kNm/m )	12,23	12,23
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	( kNm/m )	1,19	1,19
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	21,98	21,98
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	2,13	2,13
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	( kNm/m )	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	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

**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	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	100,05	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	20,16	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,58	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

<b>Fs =</b>	<b><math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>	<b>2,86</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
-------------	--	-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	252,73	( kNm/m )	
------	--------------------	--------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSP + MP_s + Mpts$	-12,50	( kNm/m )	
------	---	--------	-----------	--

<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>20,21</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,15</b>
-------------	----------------	--------------	-------------	-------------



**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		100,05	100,05	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		20,16		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		265,23	265,23	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		-67,63	-67,63	( 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.	0,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	10,01		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-0,68	-0,68	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2,60	2,60	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	18,40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	30,14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	22,40		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  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)	0,64	0,64	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,62	0,62	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,51	0,51	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	148,34	148,34	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>3,85</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>3,85</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA -****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	16,27	16,27
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,98	0,98
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	15,29	15,29
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,92	0,92
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5,56	5,56
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,34	0,34
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	( kNm/m )	12,23	12,23
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	( kNm/m )	0,74	0,74
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	21,98	21,98
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	1,33	1,33
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	( kNm/m )	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	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

**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	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	96,45	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	19,60	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,58	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

<b>Fs =</b>	<b><math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>	<b>2,84</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
-------------	--	-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	252,73	( kNm/m )	
------	-------------------------	--------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts}$	-2,85	( kNm/m )	
------	--	-------	-----------	--

<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>88,55</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,15</b>
-------------	----------------	--------------	-------------	-------------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		96,45	96,45	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		19,60		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		255,58	255,58	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		-65,09	-65,09	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	10,01		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-0,67	-0,67	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2,60	2,60	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) e^{(\pi \tan \phi' / (1 - \sin \phi'))}$	(1 in cond. nd)	18,40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi'$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	30,14		(-)
$N_\gamma = 2^* (N_q + 1) \tan \phi'$	(0 in cond. nd)	22,40		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,63	0,63	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,61	0,61	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,51	0,51	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

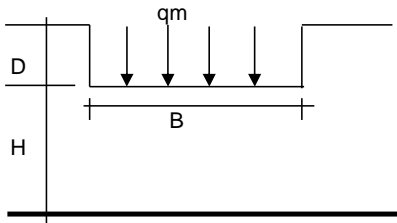
$q_{lim}$	(carico limite unitario)	147,53	147,53	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>3,98</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>3,98</b>	>	

**LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE**

**Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute, con buon margine di sicurezza, compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.**

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E$  (Christian e Carrier, 1976)

N	98.67	(kN/m)
M	-68.17	(kNm/m)
e=M/N	-0.69	(m)
B*	2.57	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.00	(m)
D/B*	0.00	(m)
Hs/B*	3.11	(m)

Carico unitario medio (qm)

$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 39.45 \text{ (kN/mq)}$

Coefficiente di forma  $\mu_0 = f(D/B)$

$\mu_0 = 0.965 \text{ (-)}$

Coefficiente di profondità  $\mu_1 = f(H/B)$

$\mu_1 = 0.86 \text{ (-)}$

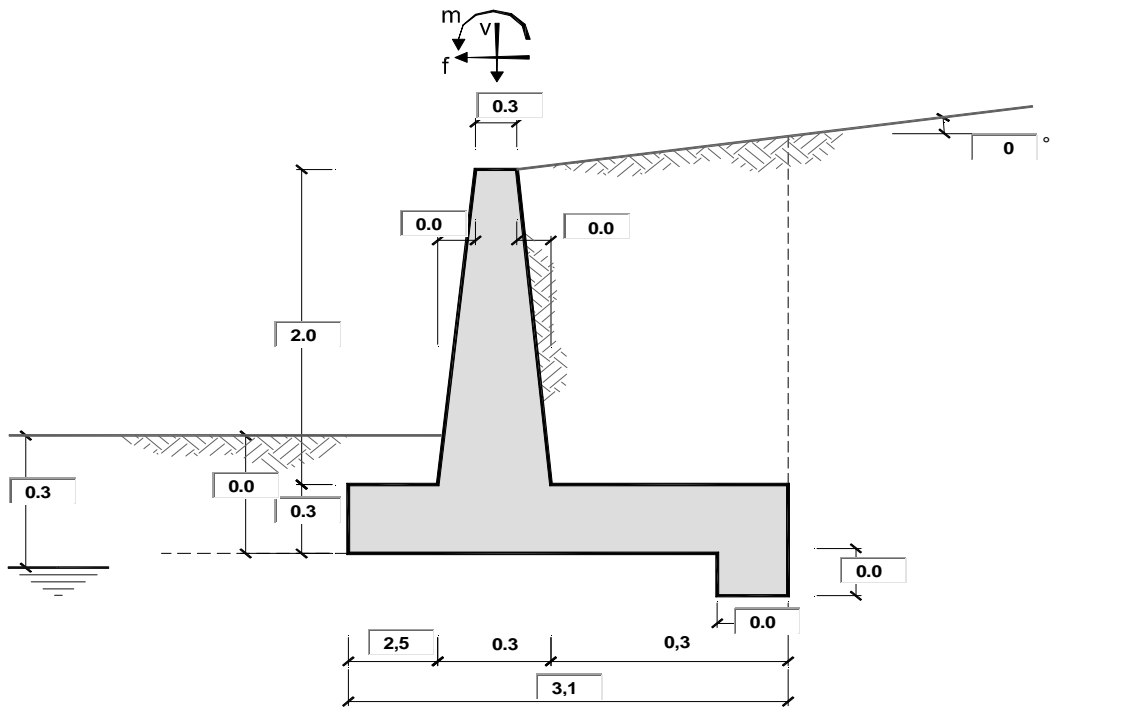
Cedimento della fondazione

$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 4.21 \text{ (mm)}$

**Si ottengono, inoltre, cedimenti stimabili nell'ordine di pochi millimetri e, come tali, compatibili con la corretta funzionalità in esercizio dell'opera.**

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

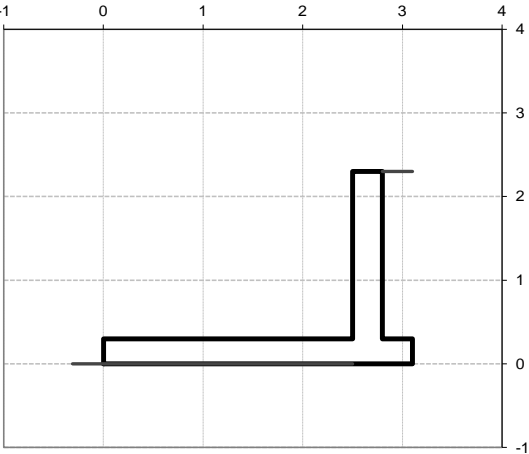
**SEZIONI TIPO C E D – COMBINAZIONE A1+M1+R3**



**OPERA** Deviazione canale Magrelli sezz. C e D

**Combinazioni coefficienti parziali di verifica**

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
N.T.C.-2018 - A1+M1+R3				<input checked="" type="radio"/>



Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_\varphi$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	$c'_k$	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1.00	1.00	1.40	2.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.10
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.15

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

Dati Geotecnici				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	$\gamma$	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	20.00	20.00	20.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	$\gamma d$	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	7.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E	20000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.043	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.57	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.0368	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0184	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

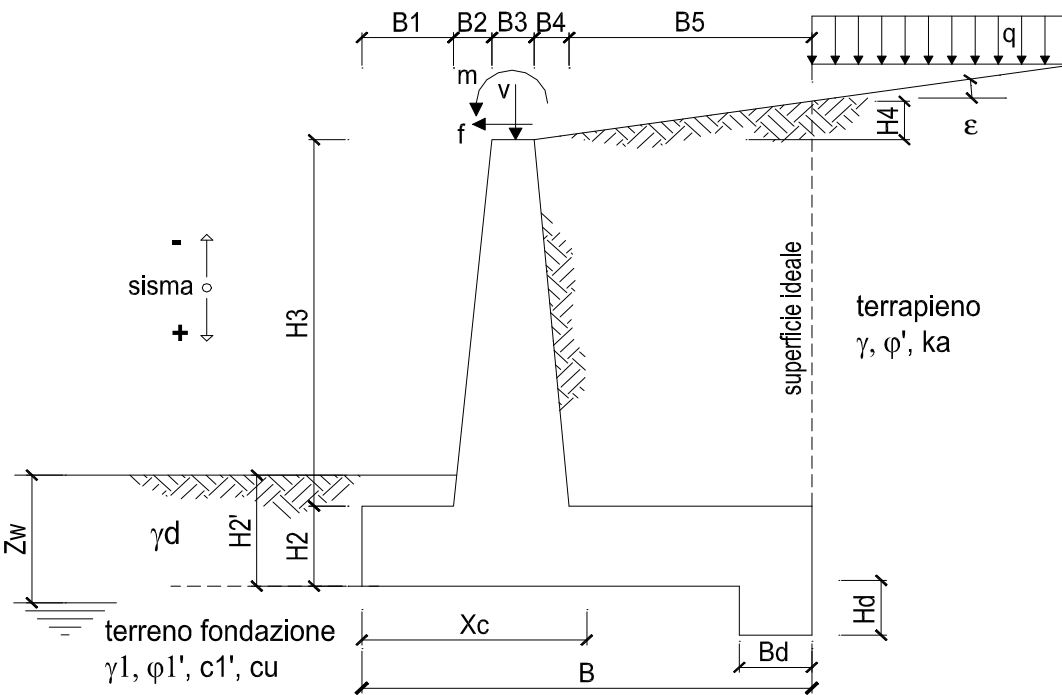
		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.297		0.297		0.297
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.320		0.320		0.320
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.321		0.321		0.321
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000		3.000		3.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.937		2.937		2.937
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.934		2.934		2.934

Carichi Agenti				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE - sisma	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	(kN/m²)	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte					
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m²)	q	5.00	7.50
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	0.70	condizione quasi permanente $\Psi2$	0.60	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m²)	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	

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	verificato	verificato	1.91
Sismico	verificato	verificato	2.88

Si riporta nel seguito il dettaglio dei calcoli relativi alle verifiche geotecniche:



**OPERA**                      Esempio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	2,00	(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 =	3,10	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,30	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	2,50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0,30	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1,55	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25,00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

**FORZE VERTICALI**

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	15,00	15,00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	23,25	23,25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	38,25	38,25
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	11,40	11,40
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	11,40	11,40
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	1,5	2,25
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	39,75	39,75
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	36,04	36,04
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	75,79	75,79
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	33,63	33,63
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	33,63	33,63
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$\cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	4,425	6,6375
Sovr acc. Sism	$\cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		1,41
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		0,70
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		0,42
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		0,21
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		0,72
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0,13
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		0,85
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0,73
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		0,66
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		1,39
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	( kNm/m )		0,54
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	( kNm/m )		0,00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	( kNm/m )		0,00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	( kNm/m )		0,54
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	( kNm/m )		0,62
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	( kNm/m )		0,00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	( kNm/m )		0,00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	( kNm/m )		0,62



**CONDIZIONE STATICA****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$$

$$Sq_{perm} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

$$Sq_{acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{perm} = Sq_{perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{acc} = Sq_{acc} \cdot \cos \delta$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{perm} = Sq_{perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{acc} = Sq_{acc} \cdot \sin \delta$$

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

(kN/m)	14,94	19,42	19,42
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	3,42	5,13	5,13

(kN/m)	14,04	18,25	18,25
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	3,21	4,82	4,82

(kN/m)	5,11	6,64	6,64
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	1,17	1,75	1,75

(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--------	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

$$MSt1 = Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1_{perm} = Sqh_{perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq1_{acc} = Sqh_{acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq2_{perm} = Sqv_{perm} \cdot B$$

$$MSq2_{acc} = Sqv_{acc} \cdot B$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

( kNm/m )	10,76	13,99	13,99
( kNm/m )	15,84	20,59	20,59
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	3,69	5,54	5,54
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	3,63	5,44	5,44
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

$$Mfext1 = m_p + m$$

$$Mfext2 = (f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$$

$$Mfext3 = (v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$$

( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv_{perm} + Sqv_{acc}$$

58,05	(kN/m)
-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f$$

23,07	(kN/m)
-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1'$$

0,58	(-)
------	-----

$$Fs_{scorr.} = (N \cdot f + Sp) / T$$

1,45	>	1,1
------	---	-----

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + Mfext3$$

109,42	( kNm/m )
--------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$$

-6,50	( kNm/m )
-------	-----------

$$Fs_{ribaltamento} = Ms / Mr$$

16,84	>	1,15
-------	---	------

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	58,05	60,30	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	23,07	23,07	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	115,91	122,55	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	-25,94	-29,09	( 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.	0,00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	9,97		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	-0,45	-0,48	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2,21	2,14	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi))}$	(1 in cond. nd)	18,40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	30,14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	22,40		(-)

I valori di ic, iq e iγ 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)	0,36	0,38	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,33	0,33	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi))^{m+1}$		0,22	0,22	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	53,88	53,88	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	-------	-------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub> · B* / N</b>	Nmin	<b>2,05</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>1,91</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA +****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	14,94	14,94
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)	1,45	1,45
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	14,04	14,04
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1,36	1,36
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5,11	5,11
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,50	0,50
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m)	10,76	10,76
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m)	1,04	1,04
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	15,84	15,84
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	1,54	1,54
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	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

**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	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	56,17	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	17,23	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,58	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

<b>Fs =</b>	<b><math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>	<b>1,88</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
-------------	--	-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	109,42	(kNm/m)	
------	-------------------------	--------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + MP_{ts}$	-6,19	(kNm/m)	
------	--	-------	---------	--

<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>17,67</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,15</b>
-------------	----------------	--------------	-------------	-------------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		56,17	56,17	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		17,23		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		115,61	115,61	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		-28,55	-28,55	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	9,97		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-0,51	-0,51	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2,08	2,08	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	18,40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	30,14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	22,40		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  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)	0,48	0,48	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,45	0,45	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,33	0,33	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	77,52	77,52	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	-------	-------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>2,88</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>2,88</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA -****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	14,94	14,94
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,90	0,90
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	14,04	14,04
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,85	0,85
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5,11	5,11
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,31	0,31
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	( kNm/m )	10,76	10,76
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	( kNm/m )	0,65	0,65
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	15,84	15,84
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	0,96	0,96
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	( kNm/m )	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	0,00	0,00
MSP =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^3 / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	( kNm/m )	0,00	0,00

**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	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	54,16	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	16,71	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,58	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

<b>Fs =</b>	<b><math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>	<b>1,87</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
-------------	--	-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	109,42	( kNm/m )	
------	-------------------------	--------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSP + MP_s + M_{pts}$	-1,98	( kNm/m )	
------	--	-------	-----------	--

<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>55,19</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,15</b>
-------------	----------------	--------------	-------------	-------------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		54,16	54,16	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		16,71		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		111,40	111,40	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		-27,46	-27,46	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	9,97		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-0,51	-0,51	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2,09	2,09	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  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)	18,40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi'$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	30,14		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$	(0 in cond. nd)	22,40		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,48	0,48	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,45	0,45	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,33	0,33	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

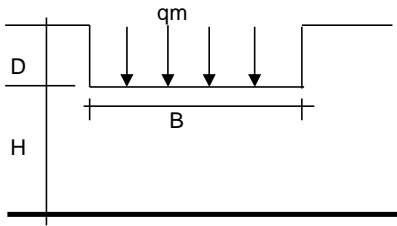
$q_{lim}$	(carico limite unitario)	76,97	76,97	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	-------	-------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>2,96</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>2,96</b>	>	

**LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE**

**Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute, con buon margine di sicurezza, compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.**

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E$  (Christian e Carrier, 1976)

N	55.58	(kN/m)
M	-28.30	(kNm/m)
e=M/N	-0.51	(m)
B*	2.08	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.00	(m)
D/B*	0.00	(m)
Hs/B*	3.36	(m)

Carico unitario medio (qm)

$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 27.89 \text{ (kN/mq)}$

Coefficiente di forma  $\mu_0 = f(D/B)$

$\mu_0 = 0.965 \text{ (-)}$

Coefficiente di profondità  $\mu_1 = f(H/B)$

$\mu_1 = 0.90 \text{ (-)}$

Cedimento della fondazione

$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 2.51 \text{ (mm)}$

**Si ottengono, inoltre, cedimenti stimabili nell'ordine di pochi millimetri e, come tali, compatibili con la corretta funzionalità in esercizio dell'opera.**

### **5.6. Intervento n. 3 – edificio di scarico Poetto in canale scolmatore**

L'intervento n. 3 prevede la realizzazione, in sinistra idraulica del canale scolmatore, di un manufatto in c.c.a. al fine della regolazione e della gestione delle portate provenienti dallo scaricatore Poetto nella configurazione progettuale e di esercizio del nuovo canale scolmatore medesimo.

Il manufatto avrà pianta regolare a forma scatolare ad "U" e sarà realizzato interamente in conglomerato cementizio armato gettato in opera con sezioni di platea a pareti pari a 50 cm. La parte inferiore delle pareti della porzione più depressa della costruzione, pari a circa 3,5 m, avrà spessore di 60 cm.

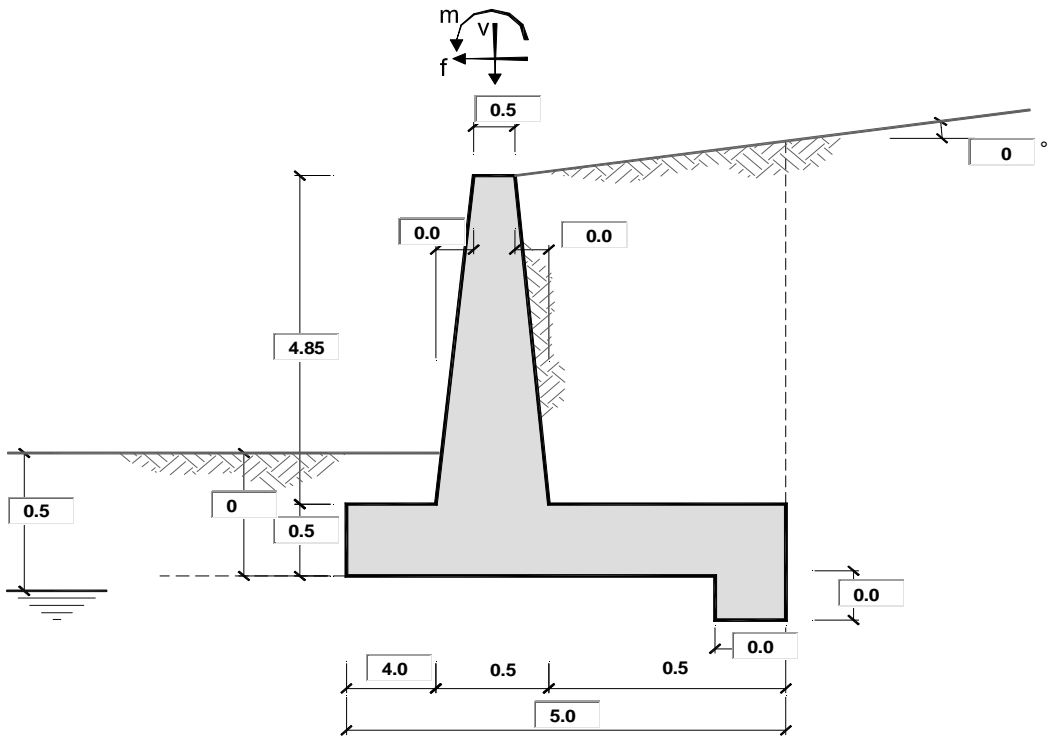
Per quanto riguarda la geometria e le sezioni dell'opera si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto. Le azioni di calcolo e il modello del terreno sono stati, invece, definiti con riferimento a quanto riportato al *capitolo 4* della *Relazione di calcolo strutturale* di progetto e al *capitolo 3* della presente relazione.

Nel seguito sono riportati i criteri di dimensionamento e le verifiche geotecniche per la combinazione di verifica **A1+M1+R3** prevista dalle N.T.C.-2018.

Per quanto riguarda le verifiche di tipo strutturale con l'applicazione delle pertinenti combinazioni di verifica si rimanda, invece, alla *Relazione di calcolo strutturale* allegata al progetto.

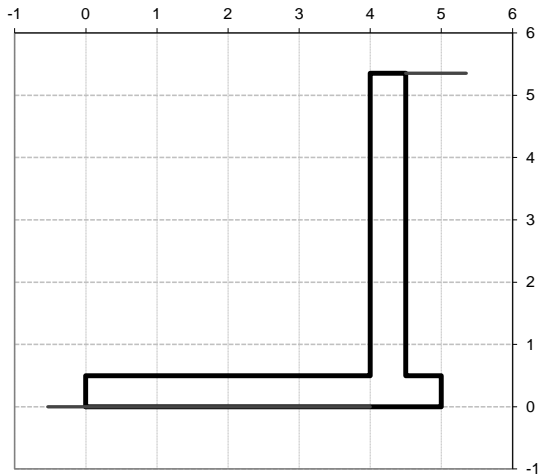


Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024



**OPERA** Edificio di scarico Poetto in canale scolmatore

Combinazioni coefficienti parziali di verifica				
SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
N.T.C.-2018 - A1+M1+R3			<input checked="" type="radio"/>	



Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	$c'_k$	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1.00	1.00	1.40	2.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.10
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.15

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

<b>Dati Geotecnici</b>				<b>valori caratteristici</b>	<b>valori di progetto</b>	
				<b>SLE</b>	<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	33.00	33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	$\gamma$	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	22.00	22.00	22.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	33.00	33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	$\gamma1$	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	$\gamma d$	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E	40000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.043	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.0645	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0323	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no		

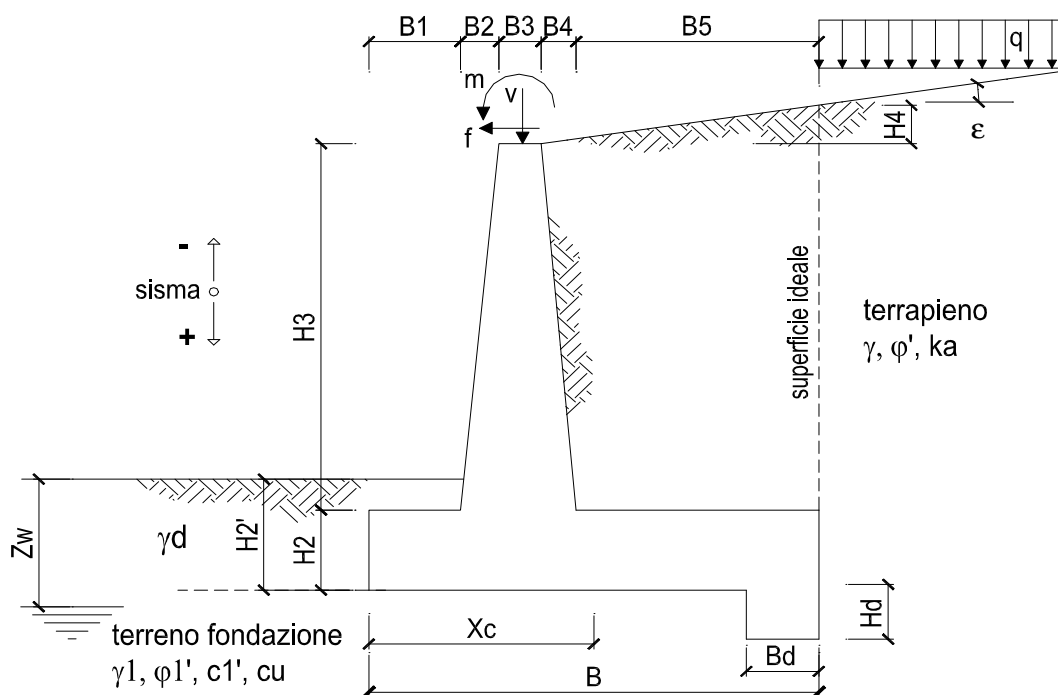
		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.264		0.264		0.264
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.303		0.303		0.303
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.306		0.306		0.306
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.392		3.392		3.392
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.275		3.275		3.275
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.267		3.267		3.267

<b>Carichi Agenti</b>				<b>valori caratteristici</b>	<b>valori di progetto</b>	
				<b>SLE - sisma</b>	<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	(kN/m²)	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte					
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m²)	q	5.00	7.50
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	0.70	condizione quasi permanente $\Psi2$		0.60
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m²)	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	

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	verificato	verificato	1.83
Sismico	verificato	verificato	2.27

Si riporta nel seguito il dettaglio dei calcoli relativi alle verifiche geotecniche:



# **OPERA**

Esempio

## **DATI DI PROGETTO:**

### **Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	4,85	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

### **Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	5,00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	4,00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0,50	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2,50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25,00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

**FORZE VERTICALI**

		SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Peso del Muro (Pm)</b>				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	60,63	60,63
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	62,50	62,50
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	123,13	123,13
<b>- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)</b>				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	48,50	48,50
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	48,50	48,50
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	2,5	3,75
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Muro (Mm)</b>				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	257,66	257,66
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	156,25	156,25
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	413,91	413,91
<b>- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro</b>				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	230,38	230,38
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	230,38	230,38
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	11,875	17,8125
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

<b>- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)</b>				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		7,94
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		3,97
<b>- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)</b>				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		3,13
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		1,56
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)</b>				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		11,44
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		1,01
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		12,45
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)</b>				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		8,31
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		5,04
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		13,35
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)</b>				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		9,15
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0,00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0,00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		9,15
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)</b>				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0,5)$	(kNm/m)		7,43
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0,5)$	(kNm/m)		0,00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0,5)$	(kNm/m)		0,00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		7,43

**CONDIZIONE STATICA****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$$

$$Sq_{perm} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

$$Sq_{acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{perm} = Sq_{perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{acc} = Sq_{acc} \cdot \cos \delta$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{perm} = Sq_{perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{acc} = Sq_{acc} \cdot \sin \delta$$

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

(kN/m)	75,69	98,40	98,40
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	7,07	10,61	10,61

(kN/m)	70,18	91,24	91,24
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	6,56	9,84	9,84

(kN/m)	28,36	36,86	36,86
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	2,65	3,98	3,98

(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--------	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

$$MSt1 = Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1_{perm} = Sqh_{perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq1_{acc} = Sqh_{acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq2_{perm} = Sqv_{perm} \cdot B$$

$$MSq2_{acc} = Sqv_{acc} \cdot B$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

( kNm/m )	125,16	162,71	162,71
( kNm/m )	141,78	184,31	184,31
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	17,55	26,32	26,32
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	13,25	19,88	19,88
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

$$Mfext1 = m_p + m$$

$$Mfext2 = (f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$$

$$Mfext3 = (v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$$

( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv_{perm} + Sqv_{acc}$$

212,46	(kN/m)
--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f$$

101,08	(kN/m)
--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1'$$

0,65	(-)
------	-----

$$Fs_{scorr.} = (N \cdot f + Sp) / T$$

1,37	>	1,1
------	---	-----

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + Mfext3$$

644,28	( kNm/m )
--------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$$

-15,16	( kNm/m )
--------	-----------

$$Fs_{ribaltamento} = Ms / Mr$$

42,49	>	1,15
-------	---	------

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{Sovr acc})$	212,46	216,21	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$St_h + Sq_h + f - Sp$	101,08	101,08	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	659,44	677,26	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	-128,29	-136,72	(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.	0,00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11,00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	-0,60	-0,63	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3,79	3,74	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi))}$	(1 in cond. nd)	26,09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	38,64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	35,19		(-)

I valori di ic, iq e iγ 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)	0,27	0,28	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,25	0,25	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi))^{m+1}$		0,14	0,14	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	105,76	105,76	(kN/m <sup>2</sup> )
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = qlim * B* / N</b>	Nmin	<b>1,89</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>1,83</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA +****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	75,69	75,69
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)	13,80	13,80
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	70,18	70,18
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	12,80	12,80
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	28,36	28,36
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5,17	5,17
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	( kNm/m )	125,16	125,16
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	( kNm/m )	34,23	34,23
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	141,78	141,78
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	25,85	25,85
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	( kNm/m )	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	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

**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	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	210,69	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	94,05	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \phi_1'$	0,65	(-)	
-----	--------------	------	-----	--

<b>Fs =</b>	<b><math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>	<b>1,45</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
-------------	--	-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	644,28	( kNm/m )	
------	-------------------------	--------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + MP_{ts}$	-7,42	( kNm/m )	
------	--	-------	-----------	--

<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>86,81</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,15</b>
-------------	----------------	--------------	-------------	-------------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	210,69	210,69	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	94,05		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	651,70	651,70	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	-124,99	-124,99	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11,00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	-0,59	-0,59	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3,81	3,81	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \tan \phi' \tan \phi')}$	(1 in cond. nd)	26,09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi'$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	38,64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$	(0 in cond. nd)	35,19		(-)

I valori di ic, iq e iγ 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)	0,31	0,31	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,28	0,28	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,17	0,17	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	125,22	125,22	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub> · B* / N</b>	Nmin	<b>2,27</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>2,27</b>	>	



**CONDIZIONE SISMICA -****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	75,69	75,69
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}$	(kN/m)	8,97	8,97
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	70,18	70,18
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	8,32	8,32
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	28,36	28,36
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3,36	3,36
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	( kNm/m )	125,16	125,16
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	( kNm/m )	22,26	22,26
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	141,78	141,78
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	16,81	16,81
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	( kNm/m )	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^3 / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	( kNm/m )	0,00	0,00

**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	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	197,81	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	89,57	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,65	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

<b>Fs =</b>	<b><math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>	<b>1,43</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
-------------	--	-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	644,28	( kNm/m )	
------	-------------------------	--------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts}$	31,20	( kNm/m )	
------	--	-------	-----------	--

<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>20,65</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,15</b>
-------------	----------------	--------------	-------------	-------------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		197,81	197,81	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		89,57		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		613,08	613,08	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		-118,56	-118,56	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11,00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-0,60	-0,60	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,80	3,80	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \tan \phi' / (1 - \sin \phi'))}$	(1 in cond. nd)	26,09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	38,64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	35,19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,30	0,30	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,27	0,27	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,16	0,16	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

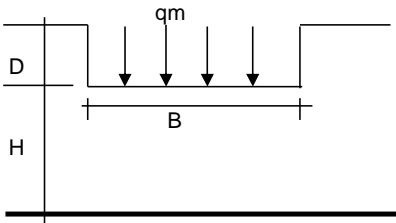
$q_{lim}$	(carico limite unitario)	120,52	120,52	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>2,32</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>2,32</b>	>	

**LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE**

**Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute, con buon margine di sicurezza, compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.**

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E$  (Christian e Carrier, 1976)

N	201.84	(kN/m)
M	-153.30	(kNm/m)
e=M/N	-0.76	(m)
B*	3.48	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.00	(m)
D/B*	0.00	(m)
Hs/B*	2.87	(m)

Carico unitario medio (qm)

$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 61.04 \text{ (kN/mq)}$

Coefficiente di forma  $\mu_0 = f(D/B)$

$\mu_0 = 0.965 \text{ (-)}$

Coefficiente di profondità  $\mu_1 = f(H/B)$

$\mu_1 = 0.83 \text{ (-)}$

Cedimento della fondazione

$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 4.23 \text{ (mm)}$

**Si ottengono, inoltre, cedimenti stimabili nell'ordine di pochi millimetri e, come tali, compatibili con la corretta funzionalità in esercizio dell'opera.**

### 5.7. Intervento n. 3 – nuovo sifone scaricatore Poetto

Dal manufatto di regolazione delle portate dello scaricatore Poetto si prevede la realizzazione di un sottopasso in sifone del nuovo canale scolmatore, finalizzato alla continuità idraulica del Poetto verso valle in condizioni ordinarie.

Il sifone avrà sezione scatolare realizzata in c.c.a. in opera con dimensioni utili costanti pari a m 3,00 x 2,50 e spessore delle sezioni pari a 50 cm.

Per quanto riguarda la geometria e le sezioni dell'opera si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto. Le azioni di calcolo e il modello del terreno sono stati, invece, definiti con riferimento a quanto riportato nella *Relazione di calcolo strutturale* di progetto e al capitolo 4 della presente relazione.

Nel seguito sono riportati i criteri di dimensionamento e le verifiche geotecniche per la combinazione di verifica **A1+M1+R3** prevista dalle N.T.C.-2018.

La seguente tabella riepiloga, quindi, le azioni risultanti in corrispondenza del baricentro della fondazione della costruzione per l'involuppo delle combinazioni di calcolo a SLU.

INVILUPPO AZIONI A SLU			
Combinazione	N [kN]	M [kN]	T [kN]
SLU	520	250	$\cong 0$

Si riporta, nel seguito, la **verifica a capacità portante** del sistema terreno-fondazione per la **combinazione A1+M1+R3** prevista dalle N.T.C.-2018, eseguita con la formulazione di *Brinch-Hansen*, considerando aggiuntivamente anche i fattori correttivi sismici  $z$  come definiti da *Paolucci & Pecker* (1997). Sono ragionevolmente omesse le verifiche a scorrimento, trattandosi di struttura completamente interrata e perimetralmente confinata.

Per quanto riguarda le verifiche di tipo strutturale con l'applicazione delle pertinenti combinazioni di verifica si rimanda, invece, alla *Relazione di calcolo strutturale* allegata al progetto.

Il problema dal punto di vista geotecnico è valutato in condizioni drenate, considerando cautelativamente un angolo di attrito pari a  $30^\circ$  (unità geotecnica I), coesione nulla, un approfondimento della fondazione ai fini del calcolo cautelativamente pari a 2,0 m (dedotto lo stra-

to superficiale) ed un livello della falda a circa 0,0 m dal p.c. relativo.

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, calcolato con la seguente espressione (si veda a riguardo il *paragrafo 4.4*):

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma$$

Mentre il valore della resistenza di calcolo, ovvero del carico limite, vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = \frac{q_{lim}}{2,3}$$

#### **Verifica combinazione A1+M1+R3**

eccentricità in x [e <sub>x</sub> ]	0,48	m
eccentricità in y [e <sub>y</sub> ]	0,00	m
B'	3,04	m
L'	1,00	m
Profondità fondazione	2,00	m
m	2,00	
N <sub>y</sub>	22,40	
N <sub>q</sub>	18,40	
N <sub>c</sub>	30,14	
i <sub>y</sub>	1,00	
i <sub>q</sub>	1,00	
i <sub>c</sub>	1,00	
s <sub>y</sub>	1,00	
s <sub>q</sub>	1,00	
s <sub>c</sub>	1,00	
b <sub>y</sub>	1,00	
b <sub>q</sub>	1,00	
b <sub>c</sub>	1,00	
g <sub>y</sub>	1,00	
g <sub>q</sub>	1,00	
g <sub>c</sub>	1,00	
d <sub>y</sub>	1,00	
d <sub>q</sub>	1,19	
d <sub>c</sub>	1,20	
Z <sub>γ</sub>	0,96	
Z <sub>q</sub>	0,96	
Z <sub>c</sub>	0,98	
<b>q<sub>lim</sub></b>	<b>747,2</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cong 0,75 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

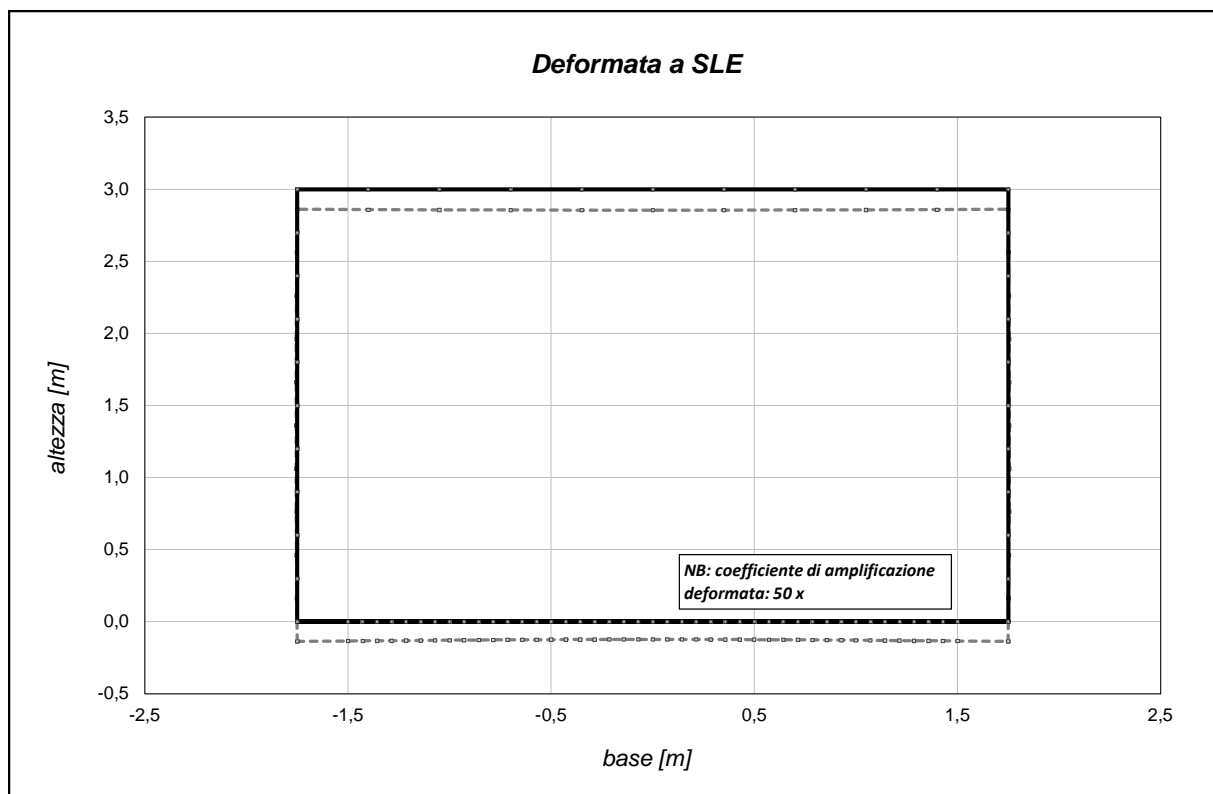
$$q_{lim,R3} = q_{lim} / \gamma_{Rs} = 0,75 / 2,3 \cong 0,32 \text{ N/mm}^2 \text{ (320 kN/m}^2\text{)} > q \cong 0,17 \text{ N/mm}^2$$

$$F.S. \cong 0,75 \text{ N/mm}^2 / 0,17 \text{ N/mm}^2 \cong 4,4 > 2,3$$

**LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE**

**Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto, nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito**

Si riporta, infine, la stima dei cedimenti del sistema terreno-fondazione in esercizio (combinazione caratteristica), svolta con riferimento al modello di calcolo semplificato agli elementi finiti utilizzato anche per le verifiche di tipo strutturale, in base al modello di Winkler, definito al *paragrafo 4.2* della presente relazione.



Dai risultati ottenuti dalle verifiche geotecniche si possono, pertanto, stimare valori di cedimento massimo dell'ordine di pochi millimetri ( $\cong 2/3$  mm). I cedimenti differenziali nell'ambito della superficie della platea di fondazione si mantengono, inoltre, nell'ordine di pochi millimetri ( $1\div 2$  mm). Tali valori, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono, dunque, essere ritenuti compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità dell'opera progettualmente prevista.

Le deformazioni in esercizio nel complesso della costruzione risultano compatibili con l'uso e la funzionalità dell'opera.

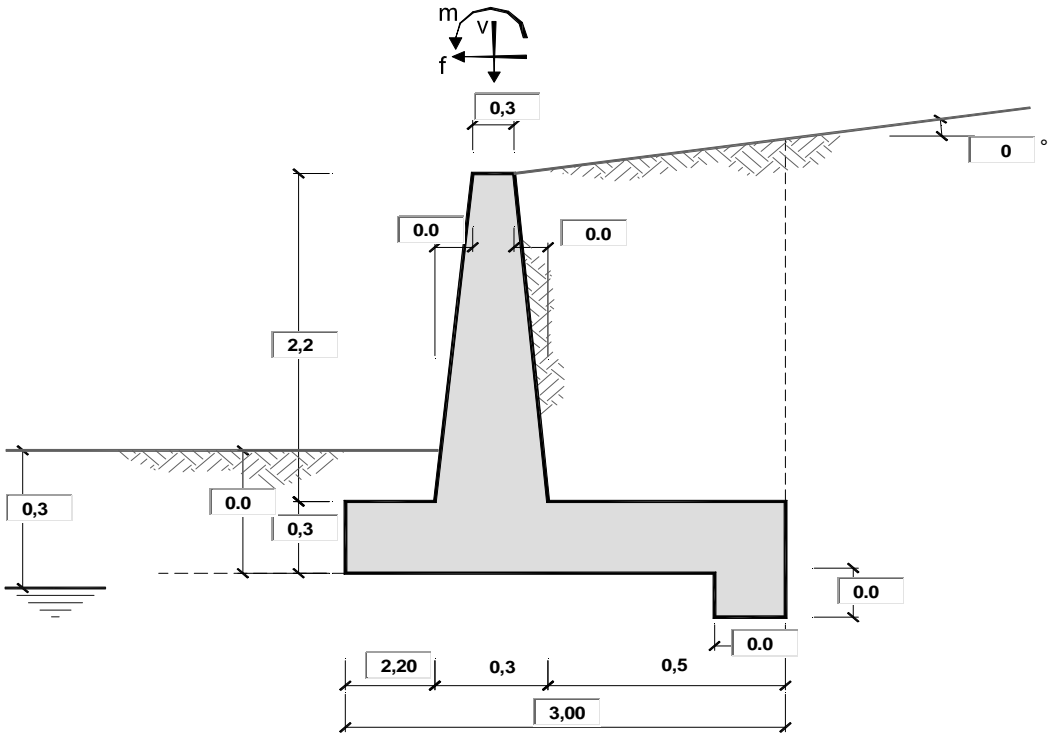
#### **5.8. Intervento n. 4 – Manufatto di sfioro di emergenza**

Il presente intervento prevede la realizzazione di un nuovo manufatto di regolazione mediante sfioratore di emergenza delle portate di scarico del depuratore esistente ubicato in prossimità della sezione di progetto n. 25. Il manufatto sarà realizzato interamente in c.c.a. gettato in opera con sezione ad “U” e con platea e pareti di spessore pari a 30 cm. L'altezza massima delle pareti della costruzione risulta pari a m 2,20.

Per quanto riguarda la geometria e le sezioni dell'opera si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto. Le azioni di calcolo e il modello del terreno sono stati, invece, definiti con riferimento a quanto riportato nella *Relazione di calcolo strutturale* di progetto e al capitolo 4 della presente relazione.

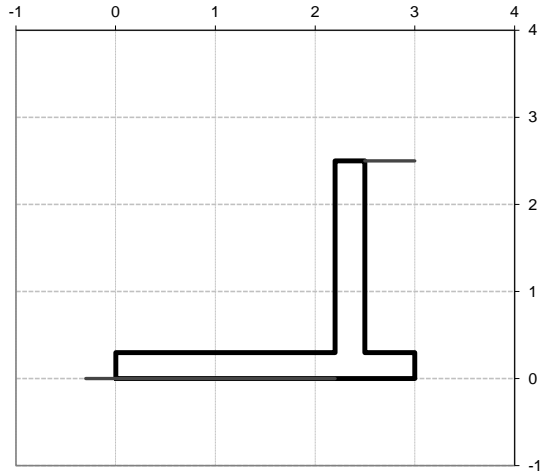
Vengono, quindi, nel seguito riportati i principali risultati di calcolo e verifica geotecnica, con particolare riferimento alla capacità portante della fondazione dell'opera, secondo la combinazione di verifica prevista dalle N.T.C.-2018 **A1+M1+R3**.

Per quanto riguarda le verifiche di tipo strutturale con l'applicazione delle pertinenti combinazioni di verifica si rimanda, invece, alla *Relazione di calcolo strutturale* allegata al progetto.



**OPERA** Manufatto di sfioro di emergenza depuratore

Combinazioni coefficienti parziali di verifica				
SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/> <input type="radio"/> <input type="radio"/> <input type="radio"/> <input checked="" type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	
	SLE (DM88)			
N.T.C.-2018 - A1+M1+R3				



Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25.00	(kN/m3)
---------------------------------	------------------	-------	---------

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	$c'_k$	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1.00	1.00	1.40	2.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.10
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.15



Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

<b>Dati Geotecnici</b>				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	$\gamma$	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	20.00	20.00	20.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	$\gamma d$	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E	20000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.043	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.0645	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0323	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no		

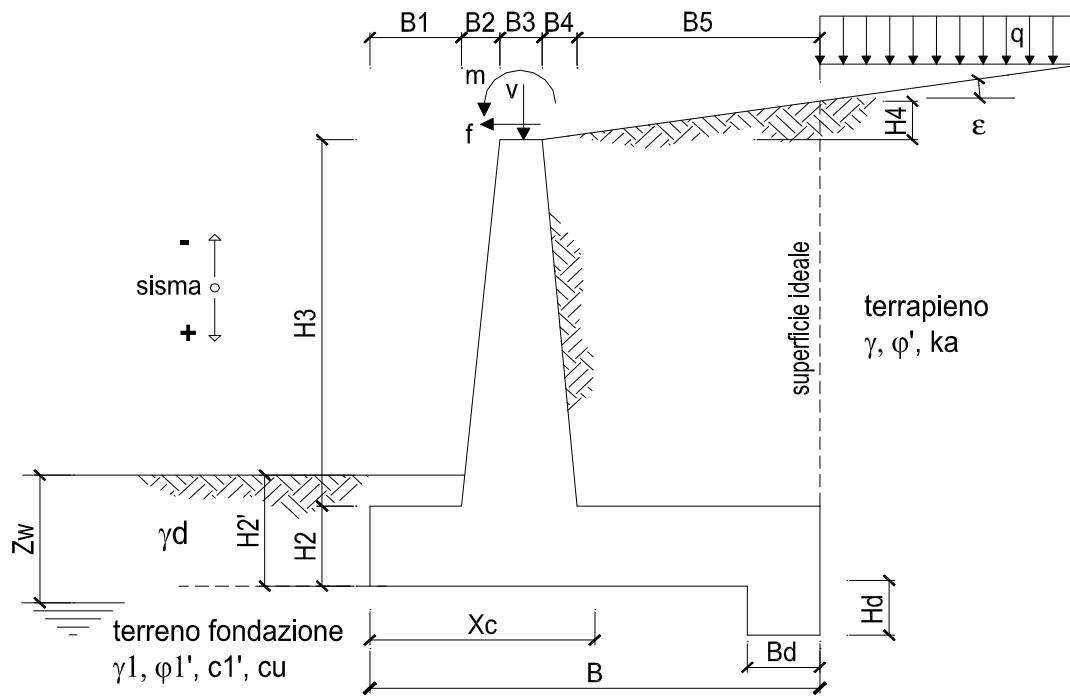
		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.297		0.297		0.297
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.338		0.338		0.338
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.341		0.341		0.341
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000		3.000		3.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.890		2.890		2.890
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.882		2.882		2.882

<b>Carichi Agenti</b>				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE - sisma	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	(kN/m²)	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte		(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m²)	q	5.00	7.50
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione		condizione frequente $\Psi1$	0.70	condizione quasi permanente $\Psi2$	0.60
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m²)	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	

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	verificato	verificato	1.55
Sismico	verificato	verificato	2.07

Si riporta nel seguito il dettaglio dei calcoli relativi alle verifiche geotecniche:



**OPERA**                      Esempio

**DATI DI PROGETTO:**

**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	$B =$	3,00	(m)
Spessore Fondazione	$H2 =$	0,30	(m)
Suola Lato Valle	$B1 =$	2,20	(m)
Suola Lato Monte	$B5 =$	0,50	(m)
Altezza dente	$Hd =$	0,00	(m)
Larghezza dente	$Bd =$	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	$Xc =$	1,50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25,00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

**FORZE VERTICALI**

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	16,50	16,50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	22,50	22,50
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	39,00	39,00
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	20,90	20,90
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	20,90	20,90
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	2,5	3,75
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	38,78	38,78
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	33,75	33,75
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	72,53	72,53
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	57,48	57,48
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	57,48	57,48
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	6,875	10,3125
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		2,52
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		1,26
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		1,35
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		0,67
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		1,49
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0,22
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		1,71
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		1,25
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		1,09
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		2,34
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		1,89
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0,00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0,00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		1,89
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		1,85
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0,00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0,00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		1,85

**CONDIZIONE STATICA****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$$

$$Sq_{perm} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

$$Sq_{acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{perm} = Sq_{perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{acc} = Sq_{acc} \cdot \cos \delta$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{perm} = Sq_{perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{acc} = Sq_{acc} \cdot \sin \delta$$

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

(kN/m)	17,65	22,95	22,95
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	3,72	5,57	5,57

(kN/m)	16,59	21,56	21,56
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	3,49	5,24	5,24

(kN/m)	6,04	7,85	7,85
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	1,27	1,91	1,91

(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--------	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

$$MSt1 = Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1_{perm} = Sqh_{perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq1_{acc} = Sqh_{acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq2_{perm} = Sqv_{perm} \cdot B$$

$$MSq2_{acc} = Sqv_{acc} \cdot B$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

( kNm/m )	13,82	17,97	17,97
( kNm/m )	18,11	23,55	23,55
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	4,37	6,55	6,55
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	3,81	5,72	5,72
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

$$Mfext1 = m_p + m$$

$$Mfext2 = (f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$$

$$Mfext3 = (v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$$

( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv_{perm} + Sqv_{acc}$$

69,66	(kN/m)
-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f$$

26,80	(kN/m)
-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1'$$

0,58	(-)
------	-----

$$Fs_{scorr.} = (N \cdot f + Sp) / T$$

1,50	>	1,1
------	---	-----

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + Mfext3$$

130,00	( kNm/m )
--------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$$

-4,75	( kNm/m )
-------	-----------

$$Fs_{ribaltamento} = Ms / Mr$$

27,38	>	1,15
-------	---	------

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N	= Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	69,66	73,41	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	= Sth + Sqh + f - Sp	26,80	26,80	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM	= ΣM	134,75	145,06	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M	= Xc*N - MM	-30,26	-34,95	( 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.	0,00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	30,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	10,00		(kN/m <sup>3</sup> )
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	-0,43	-0,48	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2,13	2,05	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi))}$	(1 in cond. nd)	18,40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+π in cond. nd)	30,14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	22,40		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0,38	0,40	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,34	0,34	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0,23	0,23	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	55,58	55,58	(kN/m <sup>2</sup> )
------	--------------------------	-------	-------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = qlim*B* / N</b>	Nmin	<b>1,70</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>1,55</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA +****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	17,65	17,65
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	3,08	3,08
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	16,59	16,59
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2,89	2,89
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	6,04	6,04
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,05	1,05
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m)	13,82	13,82
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	3,62	3,62
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	18,11	18,11
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	3,16	3,16
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	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

**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	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	68,92	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	23,35	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \phi_1'$	0,58	(-)	
-----	--------------	------	-----	--

<b>Fs =</b>	<b><math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>	<b>1,70</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
-------------	--	-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	130,00	(kNm/m)	
------	-------------------------	--------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + MP_{ts}$	-4,43	(kNm/m)	
------	--	-------	---------	--

<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>29,35</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,15</b>
-------------	----------------	--------------	-------------	-------------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		68,92	68,92	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		23,35		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		134,43	134,43	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		-31,05	-31,05	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	10,00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-0,45	-0,45	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2,10	2,10	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \tan \phi' \tan \phi')}$	(1 in cond. nd)	18,40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi'$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	30,14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$	(0 in cond. nd)	22,40		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,44	0,44	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,40	0,40	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,29	0,29	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	67,99	67,99	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	-------	-------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>2,07</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>2,07</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA -****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	17,65	17,65
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}$	(kN/m)	1,95	1,95
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	16,59	16,59
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1,84	1,84
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	6,04	6,04
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,67	0,67
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	( kNm/m )	13,82	13,82
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	( kNm/m )	2,29	2,29
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	18,11	18,11
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	2,00	2,00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	( kNm/m )	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	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

**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	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	64,67	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	22,29	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,58	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

<b>Fs =</b>	<b><math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>	<b>1,68</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
-------------	--	-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	130,00	( kNm/m )	
------	-------------------------	--------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts}$	3,79	( kNm/m )	
------	--	------	-----------	--

<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>34,32</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,15</b>
-------------	----------------	--------------	-------------	-------------



**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N	= Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	64,67	64,67	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	= Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	22,29		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM	= ΣM	126,21	126,21	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M	= Xc*N - MM	-29,20	-29,20	( 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.	0,00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	30,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	10,00		(kN/m <sup>3</sup> )
q <sub>0</sub> = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	-0,45	-0,45	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2,10	2,10	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg <sup>2</sup> (45 + φ'/2) * e <sup>(π*tg(φ'))</sup>	(1 in cond. nd)	18,40		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	30,14		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	22,40		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

iq = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) <sup>m</sup>	(1 in cond. nd)	0,43	0,43	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0,40	0,40	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) <sup>m+1</sup>		0,28	0,28	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

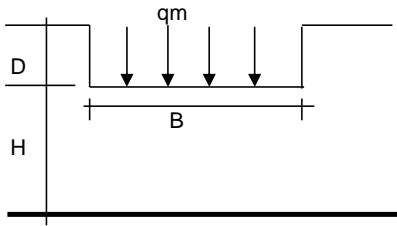
q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	66,12	66,12	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	-------	-------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub>*B*/ N</b>	Nmin	<b>2,14</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>2,14</b>	>	

**LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE**

**Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute, con buon margine di sicurezza, compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.**

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E$  (Christian e Carrier, 1976)

N	66.83	(kN/m)
M	-33.66	(kNm/m)
e=M/N	-0.50	(m)
B*	1.99	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.00	(m)
D/B*	0.00	(m)
Hs/B*	4.01	(m)

Carico unitario medio (qm)

$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 34.96 \text{ (kN/mq)}$

Coefficiente di forma  $\mu_0 = f(D/B)$

$\mu_0 = 0.965 \text{ (-)}$

Coefficiente di profondità  $\mu_1 = f(H/B)$

$\mu_1 = 0.98 \text{ (-)}$

Cedimento della fondazione

$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 3.28 \text{ (mm)}$

**Si ottengono, inoltre, cedimenti stimabili nell'ordine di pochi millimetri e, come tali, compatibili con la corretta funzionalità in esercizio dell'opera.**

**5.9. Intervento n. 5 – ponte di attraversamento stradale di prima categoria sulla S.P. 32 Pontestura – Camino**

Il presente intervento prevede la realizzazione di un nuovo ponte stradale di prima categoria in attraversamento del canale scolmatore in progetto in corrispondenza della S.P. 32 Pontestura – Camino.

Il ponte sarà ad un impalcato ad un'unica campata di luce netta pari a 19,5 m, costituito da n. 15 travi in c.a.p. precompresso aventi lunghezza di 21,0 m e soletta collaborante e di irrigidimento superiore di altezza minima costante pari a 25 cm. L'impalcato è, quindi, completato dal getto in opera dei trasversi di irrigidimento trasversali di spalla e di campata. Sulla soletta sarà poi realizzato uno strato di pavimentazione per realizzare la pendenza della carreggiata. Il ponte avrà una larghezza complessiva pari a circa 15,20 m composta da 10,80 m di carreggiata utile e due cordoli in c.a. da 0,60 m per parte più 2,60 m di pista ciclabile con cordolo da 60 cm. L'impalcato non ha pendenze longitudinali né pendenze trasversali della piattaforma, mentre in pianta presenta un'obliquità di circa 9° e sarà supportato da spalle in c.a. gettato in opera e da zattera di fondazione mista a platea diretta e a micropali Ø 200 mm, L 12,0 m, realizzati con tubolari in acciaio DN 152,4 mm, spessore 10 mm e successiva iniezione di malta cementizia.

Le azioni di calcolo e il modello del terreno sono stati, invece, definiti con riferimento a quanto riportato nella *Relazione di calcolo strutturale* di progetto e al capitolo 4 della presente relazione.

Nel seguito sono riportati i criteri di dimensionamento e le verifiche geotecniche per la combinazione di verifica **A1+M1+R3** prevista dalle N.T.C.-2018.

Per quanto riguarda le verifiche di tipo strutturale con l'applicazione delle pertinenti combinazioni di verifica si rimanda, invece, alla *Relazione di calcolo strutturale* allegata al progetto.

### 5.9.1. Azioni di calcolo

Le azioni di calcolo in fondazione sono dedotte dalla Relazione di calcolo strutturale e sono riferite all'estradosso platea e applicate nel baricentro del fusto (spalla). La convenzione adottata per i momenti è quella adottata per i calcoli delle fondazioni (il momento  $M_x$  agisce nel piano  $xz$ , il momento  $M_y$  agisce nel piano  $yz$ . Si veda la figura successiva):

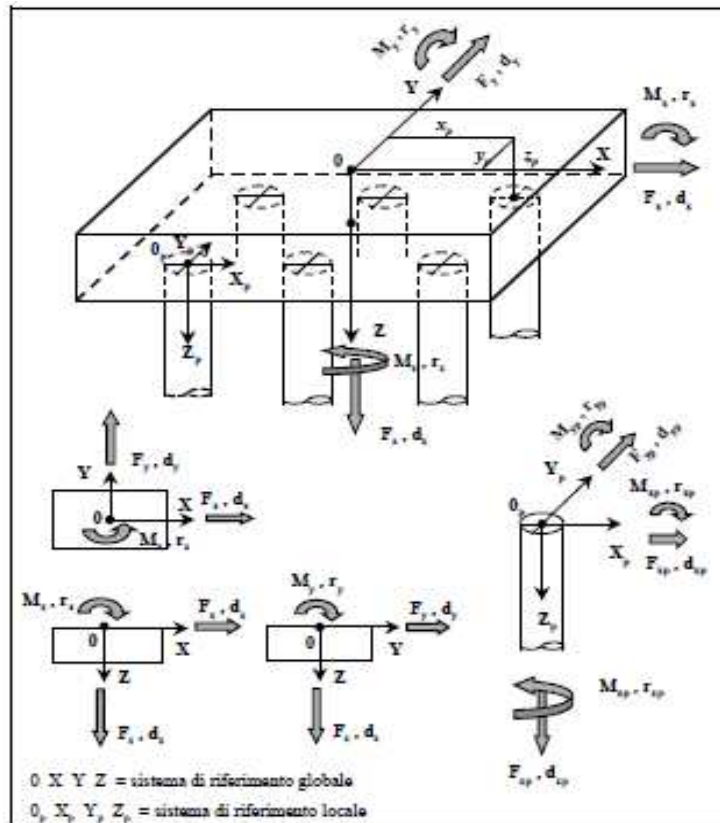
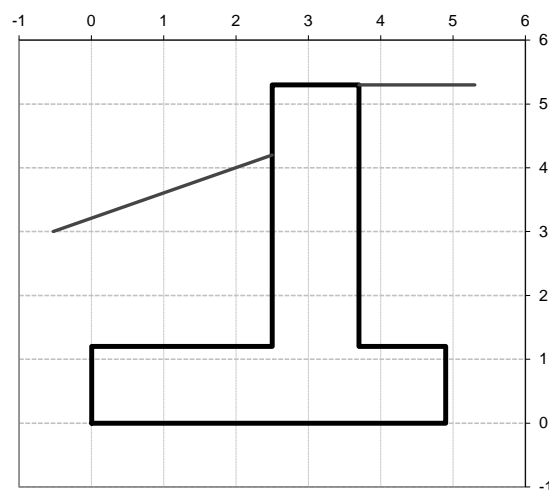


Figura 24 – Schematizzazione palificata e azioni di calcolo.

### 5.9.2. Fondazioni – verifiche geotecniche a capacità portante

Si riportano, nel seguito le verifiche a capacità portante delle fondazioni del ponte, per la combinazione di verifica A1+M1+R3, e per le condizioni statica, sismica positiva e sismica negativa, svolte senza considerare il contributo dei micropali:



### Combinazioni coefficienti parziali di verifica

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25.00	(kN/m3)
---------------------------------	------------------	-------	---------

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1.00	1.00	1.40	2.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.10
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.15

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

Dati Geotecnici				valori caratteristici SLE	valori di progetto	
					STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	33.00	33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	γ	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	22.00	22.00	22.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c1'	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ1'	33.00	33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	γ1	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	γd	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E	50000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.043	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.0645	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0323	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no		

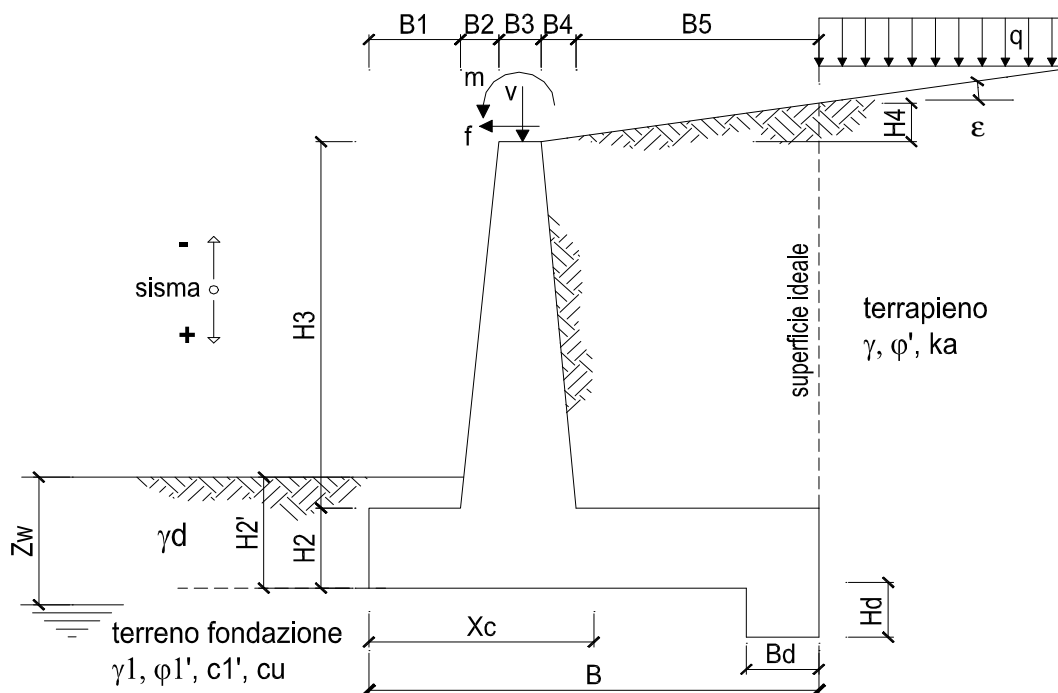
		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.264		0.264		0.264
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.303		0.303		0.303
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.306		0.306		0.306
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.392		3.392		3.392
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.275		3.275		3.275
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.267		3.267		3.267

Carichi Agenti				valori desunti dall'analisi		valori di progetto	
						STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte						
	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	13.00	16.90	16.90
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m <sup>2</sup> )	q	10.00	15.00	15.00
	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	126.00	189.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ1	0.75	condizione quasi permanente Ψ2			0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m <sup>2</sup> )	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	fs	17.00		
	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		

Coefficienti di sicurezza			
	Scorrimento	Ribaltamento	Carico limite
Statico	3.58	> 10	6.40
Sismico	2.14	6.34	8.44

Si evidenzia, come i suddetti risultati siano da considerarsi cautelativi e a favore di sicurezza, in quanto i calcoli non tengono conto del contributo stabilizzate e a capacità portante fornito dai micropali progettualmente previsti e che sarà determinato nei prossimi paragrafi.

Si riporta nel seguito il dettaglio dei calcoli relativi alle verifiche geotecniche:



**OPERA** Eempio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	4,10	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	1,20	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	4,90	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,20	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	2,50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1,20	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2,45	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25,00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

**FORZE VERTICALI**

		SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Peso del Muro (Pm)</b>				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	123.00	123.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	147.00	147.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	270.00	270.00
<b>- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)</b>				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	98.40	98.40
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	98.40	98.40
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	12	18
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Muro (Mm)</b>				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	381.30	381.30
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	360.15	360.15
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	741.45	741.45
<b>- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro</b>				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	423.12	423.12
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	423.12	423.12
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	51.6	77.4
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

<b>- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)</b>				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		17.42
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		8.71
<b>- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)</b>				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		6.35
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		3.17
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)</b>				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		25.78
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		5.69
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		31.47
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)</b>				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		12.30
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		11.61
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		23.91
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)</b>				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		20.63
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		20.63
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)</b>				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5$	(kNm/m)		13.65
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		13.65



**CONDIZIONE STATICA****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$$

$$Sq_{perm} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

$$Sq_{acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{perm} = Sq_{perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{acc} = Sq_{acc} \cdot \cos \delta$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{perm} = Sq_{perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{acc} = Sq_{acc} \cdot \sin \delta$$

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

(kN/m)	74.29	96.57	96.57
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	14.02	21.02	21.02

(kN/m)	68.88	89.54	89.54
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	13.00	19.49	19.49

(kN/m)	27.83	36.18	36.18
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	5.25	7.88	7.88

(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--------	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

$$MSt1 = Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1_{perm} = Sqh_{perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq1_{acc} = Sqh_{acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq2_{perm} = Sqv_{perm} \cdot B$$

$$MSq2_{acc} = Sqv_{acc} \cdot B$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

( kNm/m )	121.68	158.19	158.19
( kNm/m )	136.36	177.27	177.27
( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
( kNm/m )	34.44	51.66	51.66
( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
( kNm/m )	25.73	38.59	38.59
( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

$$Mfext1 = m_p + m$$

$$Mfext2 = (f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$$

$$Mfext3 = (v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$$

( kNm/m )	13.00	16.90	16.90
( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
( kNm/m )	390.60	585.90	0.00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv_{perm} + Sqv_{acc}$$

601.45	(kN/m)
--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f$$

109.03	(kN/m)
--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1'$$

0.65	(-)
------	-----

$$Fs_{scorr.} = (N \cdot f + Sp) / T$$

3.58	>	1.1
------	---	-----

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + Mfext3$$

1164.57	( kNm/m )
---------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$$

10.89	( kNm/m )
-------	-----------

$$Fs_{ribaltamento} = Ms / Mr$$

106.96	>	1.15
--------	---	------

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	601.45	619.45	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	109.03	109.03	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	1739.58	1816.98	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	-266.02	-299.32	( 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.	0.00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	35.00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	-0.44	-0.48	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	4.02	3.93	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

I valori di ic, iq e iγ 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)	0.67	0.68	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.66	0.66	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi))^{m+1}$		0.55	0.55	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	999.82	1007.72	(kN/m <sup>2</sup> )
------	--------------------------	--------	---------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = qlim*B* / N</b>	Nmin	<b>6.67</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>6.40</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA +****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	74.29	74.29
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)	13.54	13.54
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	68.88	68.88
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	12.56	12.56
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	27.83	27.83
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.07	5.07
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	( kNm/m )	121.68	121.68
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	( kNm/m )	33.28	33.28
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	136.36	136.36
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	24.86	24.86
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	( kNm/m )	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	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

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	$mp + ms$	( kNm/m )	13.00	
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	( kNm/m )	90.10	
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	( kNm/m )	0.00	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	413.18	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	122.20	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.65	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

<b>Fs =</b>	<b><math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>	<b>2.20</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>
-------------	--	-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	1164.57	( kNm/m )	
------	-------------------------	---------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts}$	111.38	( kNm/m )	
------	--	--------	-----------	--

<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>10.46</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.15</b>
-------------	----------------	--------------	-------------	-------------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		413.18	413.18	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		122.20		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		1053.19	1053.19	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		-40.89	-40.89	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	35.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-0.10	-0.10	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.70	4.70	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \tan(\phi') \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.50	0.50	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.48	0.48	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.35	0.35	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	741.89	741.89	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>8.44</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>8.44</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA -****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	74.29	74.29
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)	8.81	8.81
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	68.88	68.88
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	8.17	8.17
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	27.83	27.83
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.30	3.30
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	( kNm/m )	121.68	121.68
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	( kNm/m )	21.64	21.64
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	136.36	136.36
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	16.17	16.17
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	( kNm/m )	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^3 / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	$mp + ms$	( kNm/m )	13.00	
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	( kNm/m )	90.10	
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	( kNm/m )	0.00	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	387.65	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	117.80	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.65	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

<b>Fs =</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>	<b>2.14</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>
-------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	1164.57	( kNm/m )	
------	-------------------------	---------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts}$	183.56	( kNm/m )	
------	--	--------	-----------	--

<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>6.34</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.15</b>
-------------	----------------	-------------	-------------	-------------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		387.65	387.65	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		117.80		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		981.01	981.01	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		-31.28	-31.28	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0.5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	35.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-0.08	-0.08	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.74	4.74	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) e^{(\pi \tan \phi' / (1 - \sin \phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.48	0.48	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.46	0.46	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.34	0.34	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	723.72	723.72	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>8.85</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>8.85</b>	>	

### 5.9.3. Verifiche delle pressioni trasmesse al terreno e stima dei cedimenti

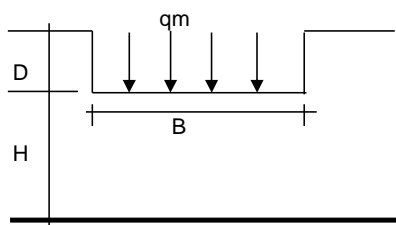
Il presente paragrafo riporta la stima dei cedimenti immediati del terreno di fondazione, senza considerare il contributo dei micropali.

La stima è stata effettuata con il metodo di *Christian e Carrier (1978)*:

$$S_i = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{p \cdot B}{E}$$

In cui  $\mu_0$  e  $\mu_1$  sono fattori (di forma e di profondità) dipendenti rispettivamente dalla profondità del piano di fondazione e dallo spessore dello strato compressibile.

#### CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

Profondità Piano di Posa della Fondazione

N	494.67	(kN/m)
M	-338.38	(kNm/m)
e=M/N	-0.68	(m)
B*	3.53	(m)

D =	3.50	(m)
D/B*	0.99	(m)
Hs/B*	2.83	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 170.29 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma  $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.920 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità  $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.82 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

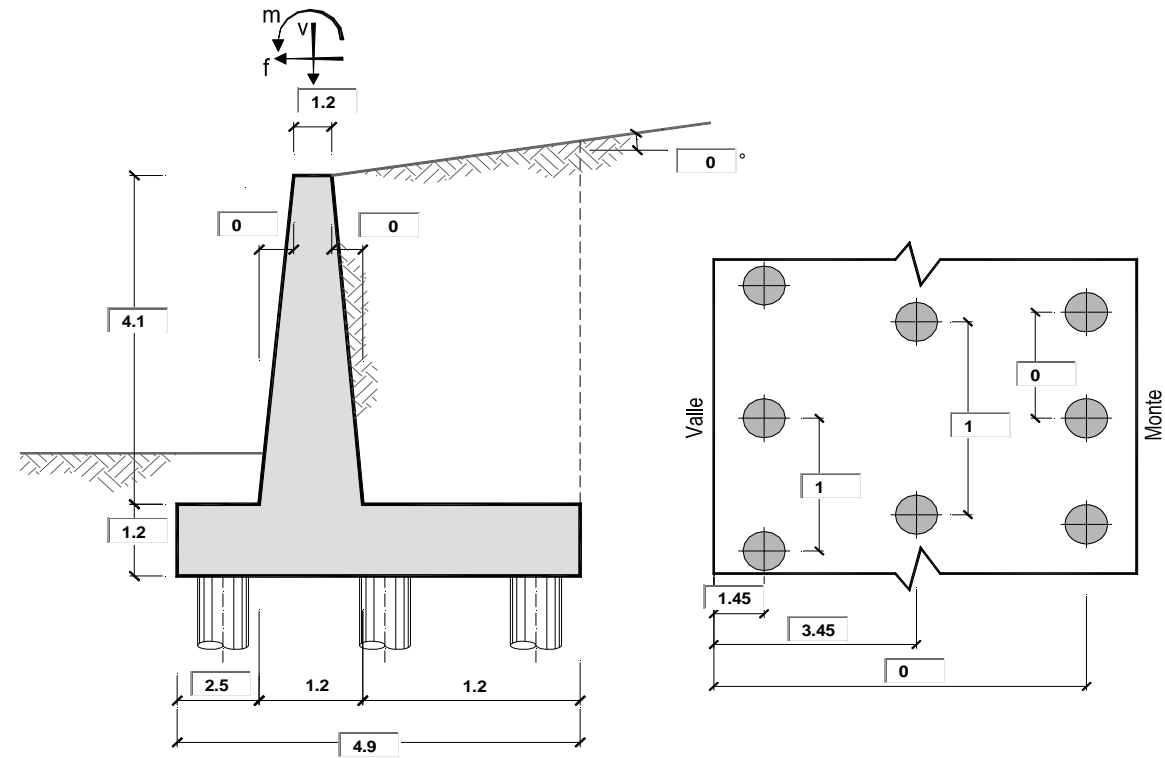
$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 9.07 \quad (\text{mm})$$

La pressione trasmessa al terreno (carico unitario medio) risulta pari a circa 170 kN/m<sup>2</sup>, ovvero pari a circa 1,7 kg/cm<sup>2</sup>.

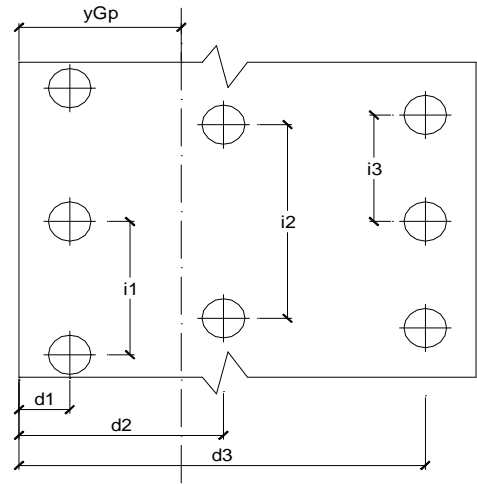
Il valore del cedimento immediato stimato risulta, quindi, pari a circa 1 cm. Pertanto, al fine di garantire le necessarie condizioni di funzionalità ed esercizio all'infrastruttura stradale, anche in considerazione della sua classe d'uso e vita utile dell'opera, sono state progettualmente previste, per ciascuna spalla, due file parallele di 17 micropali cadauna (34 micropali totali per ciascuna spalla), in grado di ottimizzare i cedimenti in fondazione e, contestualmente, aumentare la capacità portante complessiva delle stesse.

5.9.4. Fondazioni profonde in micropali

Si prevede che le fondazioni profonde siano realizzate con micropali di diametro 200 mm. Per ogni fondazione la verifica dei micropali è stata effettuata con riferimento all’elemento più sollecitato nella condizione di carico più gravosa.



Caratteristiche della Palificata



Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	1.45	(m)	interasse pali (i1) =	1.00	(m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	3.45	(m)	interasse pali (i2) =	1.00	(m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	0.00	(m)	interasse pali (i3) =	0.00	(m)
Asse Baricentrico della Palificata (yGp)		=	2.450	(m)		



Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso		Np		Mp		Tp	
		[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
		Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
statico	Nmin	404.58	196.88	-175.53	1081.31	89.54	19.49
	Nmax	404.58	214.88	-175.53	1048.01		
sisma+	Nmin	413.18		-40.89		122.20	
	Nmax	413.18		-40.89			
sisma-	Nmin	387.65		-106.40		117.80	
	Nmax	387.65		-106.40			

Sollecitazioni sui pali SLU

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	753.61		-152.16				54.52	
	Nmax	745.96		-126.51					
sisma+	Nmin	186.15		227.04				61.10	
	Nmax	186.15		227.04					
sisma-	Nmin	140.63		247.02				58.90	
	Nmax	140.63		247.02					

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

caso		Np		Mp		Tp	
		[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
		Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax
statico	rara		131.25	143.25		720.87	-347.71
	freq.	396.23	98.44	107.4379595	-195.49	540.66	-260.78
	quasi perm		0.00	0.00		0.00	0.00
sisma+	Nmin		413.18		-40.89		
	Nmax		413.18		-40.89		
sisma-	Nmin		387.65		-106.40		
	Nmax		387.65		-106.40		

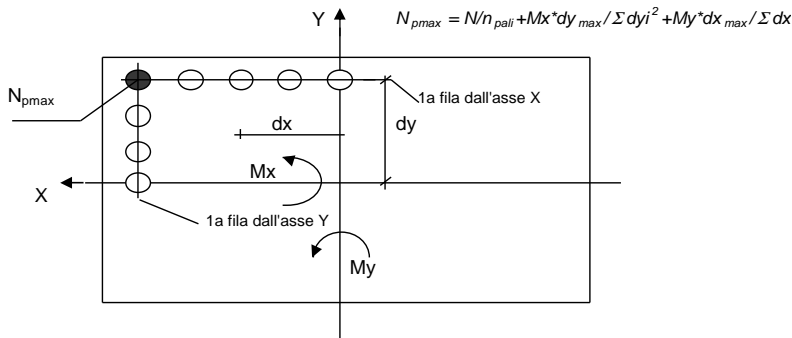
Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
		Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
statico	rara		426.06		-294.81			34.44	6.50
	freq.	100.37	319.55	295.86	-221.11			34.44	4.87
	quasi perm		0.00		0.00				0.00
statico	rara		-102.23		245.48			34.44	6.50
	freq.	100.37	-76.67	295.86	184.11			34.44	4.87
	quasi perm		0.00		0.00				0.00
sisma+	Nmin		186.15		227.04				
	Nmax		186.15		227.04			61.10	
sisma-	Nmin		140.63		247.02				
	Nmax		140.63		247.02			58.90	

Vengono, quindi, nel seguito effettuate le ripartizioni dei carichi permanenti ed accidentali più gravosi trasmessi sulla palificata, per ciascun micropalo, al fine delle relative e successive verifiche a capacità portante e cedimento.

L'analisi della palificata è stata condotta considerando fondazioni costituite da pali collegati (incastrati) in testa ad un plinto assimilabile ad un corpo infinitamente rigido. I valori massimi delle sollecitazioni agenti su ciascun palo e gli spostamenti della fondazione conseguenti ai carichi trasmessi dalla struttura sono stati determinati considerando il comportamento della palificata influenzato dalla rigidità sia orizzontale che verticale dei singoli pali.

RIPARTIZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE



**OPERA:** Ripartizione carichi permanenti ponte stradale intervento n. 5

**DATI DI INPUT:**

Numero pali direzione X :	17	(-)	N =	404.60	(kN)
Numero pali direzione Y :	2	(-)	Mx =	175.50	(kNm)
Dist. asse X 1a fila di pali dy1:	1.00	(m)	My =		(kNm)
Dist. asse X 2a fila di pali dy2:	-1.00	(m)	Tx =		(kN)
Dist. asse X 3a fila di pali dy3:		(m)	Ty =	89.50	(kN)
Dist. asse X 4a fila di pali dy4:		(m)	n_pali =	34	(-)
Dist. asse X 5a fila di pali dy5:		(m)			
Dist. asse X 6a fila di pali dy6:		(m)			
Dist. asse Y 1a fila di pali dx1:	1.00	(m)			
Dist. asse Y 2a fila di pali dx2:	-1.00	(m)			
Dist. asse Y 3a fila di pali dx3:		(m)			
Dist. asse Y 4a fila di pali dx4:		(m)			
Dist. asse Y 5a fila di pali dx5:		(m)			
Dist. asse Y 6a fila di pali dx6:		(m)			
Dist. asse Y 7a fila di pali dx7:		(m)			
Dist. asse Y 8a fila di pali dx8:		(m)			
Dist. asse Y 9a fila di pali dx9:		(m)			
Dist. asse Y 10a fila di pali dx10:		(m)			
Dist. asse Y 11a fila di pali dx11:		(m)			
Dist. asse Y 12a fila di pali dx12:		(m)			

dy\_max = 1.00 (m)

dx\_max = 1.00 (m)

Σ dyi^2 = 68.00 (m^2)

Σ dxi^2 = 8.00 (m^2)

N\_pmax = N/n\_pali + Mx\*dy\_max / Σ dyi^2 + My\*dx\_max / Σ dxi^2

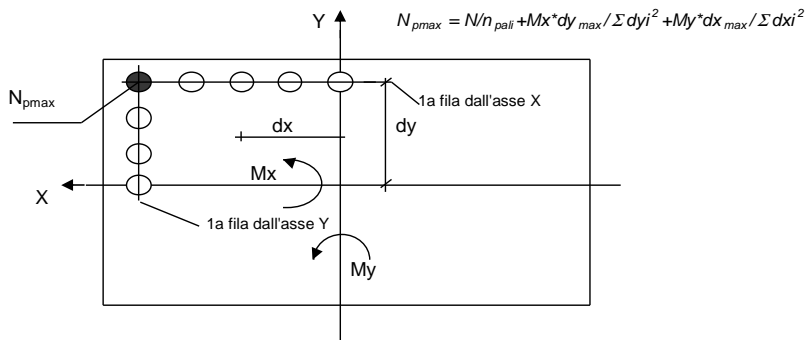
N\_pmax = 14.48 (kN)

N\_pmin = 9.32 (kN)

T\_pmax = (Tx^2 + Ty^2)^0.5 / n\_pali

T\_pmax = 2.63 (kN)

**RIPARTIZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE**



**OPERA:** Ripartizione carichi variabili ponte stradale intervento n. 5

**DATI DI INPUT:**

Numero pali direzione X :	17	(-)	N =	413.20	(kN)
Numero pali direzione Y :	2	(-)	Mx =	1081.30	(kNm)
Dist. asse X 1a fila di pali dy1:	1.00	(m)	My =		(kNm)
Dist. asse X 2a fila di pali dy2:	-1.00	(m)	Tx =		(kN)
Dist. asse X 3a fila di pali dy3:		(m)	Ty =	122.20	(kN)
Dist. asse X 4a fila di pali dy4:		(m)	n_pali =	34	(-)
Dist. asse X 5a fila di pali dy5:		(m)			
Dist. asse X 6a fila di pali dy6:		(m)			
Dist. asse Y 1a fila di pali dx1:	1.00	(m)			
Dist. asse Y 2a fila di pali dx2:	-1.00	(m)			
Dist. asse Y 3a fila di pali dx3:		(m)			
Dist. asse Y 4a fila di pali dx4:		(m)			
Dist. asse Y 5a fila di pali dx5:		(m)			
Dist. asse Y 6a fila di pali dx6:		(m)			
Dist. asse Y 7a fila di pali dx7:		(m)			
Dist. asse Y 8a fila di pali dx8:		(m)			
Dist. asse Y 9a fila di pali dx9:		(m)			
Dist. asse Y 10a fila di pali dx10:		(m)			
Dist. asse Y 11a fila di pali dx11:		(m)			
Dist. asse Y 12a fila di pali dx12:		(m)			

$dy_{max} = 1.00 \quad (m)$

$dx_{max} = 1.00 \quad (m)$

$\Sigma dyi^2 = 68.00 \quad (m^2)$

$\Sigma dxi^2 = 8.00 \quad (m^2)$

$N_{pmax} = N/n_{pali} + Mx*dy_{max} / \Sigma dyi^2 + My*dx_{max} / \Sigma dxi^2$

$N_{pmax} = 28.05 \quad (kN)$

$N_{pmin} = -3.75 \quad (kN)$

$T_{pmax} = (Tx^2 + Ty^2)^{0.5} / n_{pali}$

$T_{pmax} = 3.59 \quad (kN)$

### 5.9.5. Verifiche geotecniche dei micropali

Viene nel seguito effettuata la verifica a capacità portante e la stima del carico limite dei micropali progettualmente previsti, utilizzando il metodo di *Bustamante e Doix (1985)*, oltre alla stima dei cedimenti della fondazione nella nuova configurazione di fondazione profonda, il tutto con riferimento alla ripartizione dei carichi effettuata al paragrafo precedente, adottando la combinazione **A1+M1+R3**. Il carico limite ultimo  $Q_{lim}$  viene, quindi, calcolato come somma dei contributi dovuti all'aderenza laterale ( $Q_u^l$ ) ed alla portata di base ( $Q_u^b$ ):

$$Q_{lim} = Q_u^l + Q_u^b$$

essendo:

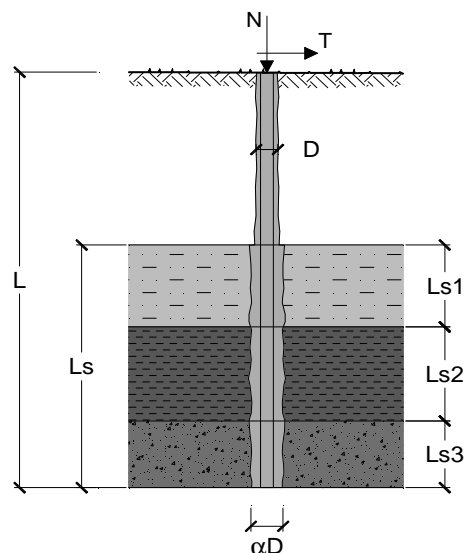
$Q_u^l$ : portata laterale ultima;  $Q_u^b$ : portata di base ultima.

**OPERA:** Micropali ponte stradale intervento n. 5

#### DATI DI INPUT:

**Sollecitazioni Agenti:**

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	14.5	28.1	61.00
<b>T (kN)</b>	2.7	3.6	8.91



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_s$	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.10	1.20	1.30	1.30

n	1 <input checked="" type="radio"/>	2 <input type="radio"/>	3 <input type="radio"/>	4 <input type="radio"/>	5 <input type="radio"/>	7 <input type="radio"/>	≥10 <input type="radio"/>	DM88 <input type="radio"/>	prog. <input type="radio"/>
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.2 (m)  
Lunghezza del micropalo (L): 12.00 (m)

Armatura:

☐ IPE

☐ INP

☐ HEA

☐ HEB

☐ HEM

☐ Tubi

☒

IPE 180

INP 160

HEA 300

HEB 160

HEM 200

ø152,4 x 10,0

ø152,4 x 10,0

Area dell'armatura (A<sub>arm</sub>): (mm<sup>2</sup>) 4470  
Area a taglio (A<sub>taglio</sub>) (mm<sup>2</sup>) 4470  
Momento di inerzia della sezione di armatura (J<sub>arm</sub>): (mm<sup>4</sup>) 1.14E+07  
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W<sub>arm</sub>): (mm<sup>3</sup>) 150000  
Dimensione Armatura (D<sub>arm</sub>) (mm) 152.4

Tipo di acciaio

S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f<sub>y</sub>): 355 (N/mm<sup>2</sup>)  
Coefficiente Parziale Acciaio γ<sub>M</sub> 1.05  
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ<sub>lim</sub>): 338 (N/mm<sup>2</sup>)  
Modulo di elasticità dell'acciaio (E<sub>arm</sub>): 210'000 (N/mm<sup>2</sup>)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 30.0 (MN/m<sup>3</sup>)

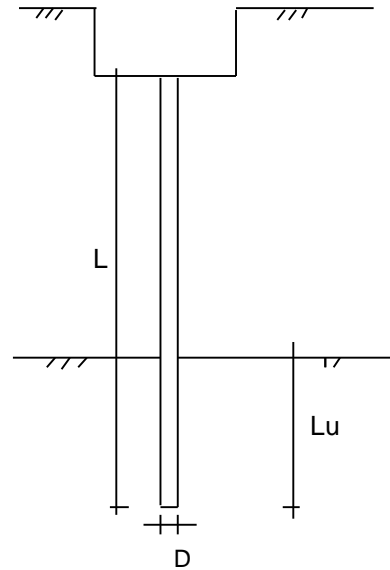
Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

### CALCOLO DEL CEDIMENTO

**OPERA:** Micropali ponte stradale intervento n. 5

#### DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.20	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	61.00	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	12.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	10.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	50000	(kN/m <sup>2</sup> )



#### CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P_{\max} / E * L_u$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): \quad 2.20 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P_{\max} / E * L_u \quad 0.27 \quad (\text{mm})$$

**Si ottengono, pertanto, cedimenti su ciascun micropalo e, conseguentemente, dell'intera palificata e delle fondazioni del ponte, di entità trascurabile e, come tali, compatibili con la corretta funzionalità in esercizio dell'opera.**

**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA****Capacità portante di fusto**

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore $ls_i$ (m)	$\alpha$ (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	$s_i$ media (MPa)	$s_i$ minima (MPa)	$s_i$ calcolo (MPa)	$Qsi$ (kN)
sabbia-ghiaia	10.00	1.20	0.24	0.210	0.160	0.082	617.07

$$Ls = 10.00 \quad (m)$$

$$Ql = 617.07 \quad (kN)$$

**Capacità portante di punta**

$$Qp = \%Punta \cdot Ql$$

(consigliato 10-15%)

$$\% Punta = 10\%$$

$$Qp = 61.71 \quad (kN)$$

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO****COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$$Qlim = 678.78 \quad (kN)$$

$$Fs = 11.13$$

**CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO**Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. ( $\beta$ ) ( $\beta = k \cdot D_{arm}$ ):

$$4.57 \quad (N/mm^2)$$

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$$Pk = 6616.76 \quad (MN)$$

$$\eta = 108.47$$

**VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI**Momento massimo per carichi orizzontali (M):  
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 0.890 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 5.01 \quad (kN \cdot m)$$

**Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute, con buon margine di sicurezza, compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.**

**5.10. Intervento n. 5 – muri di testata sottopassi fosso Poetto**

L'intervento consiste nella realizzazione di muri a mensola in c.c.a. gettato in opera a sostegno delle testate di monte e di valle della tombinatura del fosso Poetto in prossimità del ponte stradale sulla S.P. 32, in sponda destra del nuovo canale scolmatore. Il tratto in attraversamento tombinato avrà una lunghezza pari a circa 80 ml e verrà realizzato con tubazioni in c.a. turbocentrifugato DN 200 cm.

E', inoltre, prevista, poco più a valle, in prossimità della sezione di progetto n. 28, la realizzazione di un doppio muro di testata della tubazione DN 200 cm, di estremità della tombinatura del fosso Poetto per l'attraversamento stradale della pista di servizio e della viabilità secondaria esistente.

I muri di sostegno in argomento avranno fondazione di dimensioni pari m 3,50 x 0,50 e parete controterra di spessore pari a 50 cm e altezza netta massima, misurata dallo spiccato di fondazione, pari a circa 4,50 m.

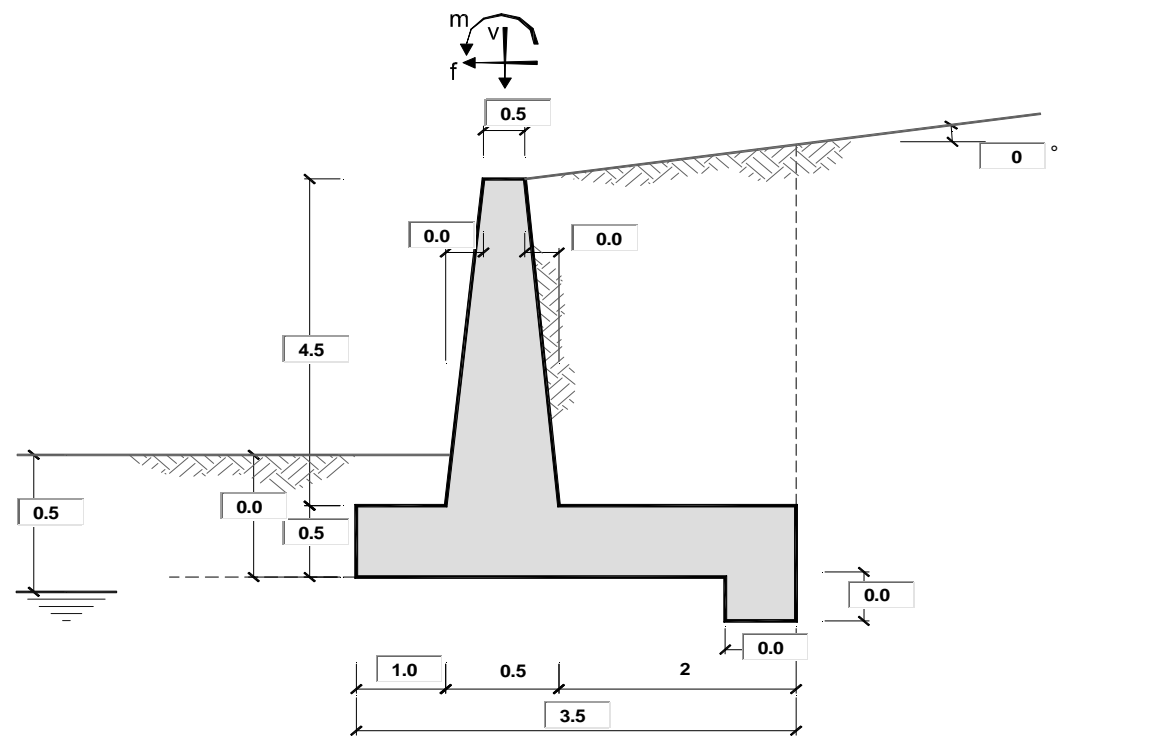
Per quanto riguarda la geometria e le sezioni strutturali dell'opera si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto. Le azioni di calcolo e il modello del terreno sono stati, invece, definiti con riferimento a quanto riportato nella *Relazione di calcolo strutturale* di progetto e al *capitolo 4* della presente relazione.

Vengono, quindi, nel seguito riportati i principali risultati di calcolo e verifica geotecnica, con particolare riferimento alla capacità portante della fondazione dell'opera e alla stabilità globale del muro, secondo le combinazioni di verifica previste dalle N.T.C.-2018 **A1+M1+R3** e **A2+M2+R2**.

Per quanto riguarda le verifiche di tipo strutturale con l'applicazione delle pertinenti combinazioni di verifica si rimanda, invece, alla *Relazione di calcolo strutturale* allegata al progetto.



Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024



**OPERA** Muri di testata sottopassi fosso Poetto

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
N.T.C.-2018 - A1+M1+R3				<input checked="" type="radio"/>

Peso Specifico del Calcestruzzo  $\gamma_{cls}$  = 25.00 (kN/m3)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	NTC-18
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	NTC-18
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	NTC-18
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1.00	1.00	1.40	2.00	1.40
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.10
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.15

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

Dati Geotecnici				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	33.00	33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	$\gamma$	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	22.00	22.00	22.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	33.00	33.00	33.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	$\gamma1$	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	$\gamma d$	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	7.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E	30000		

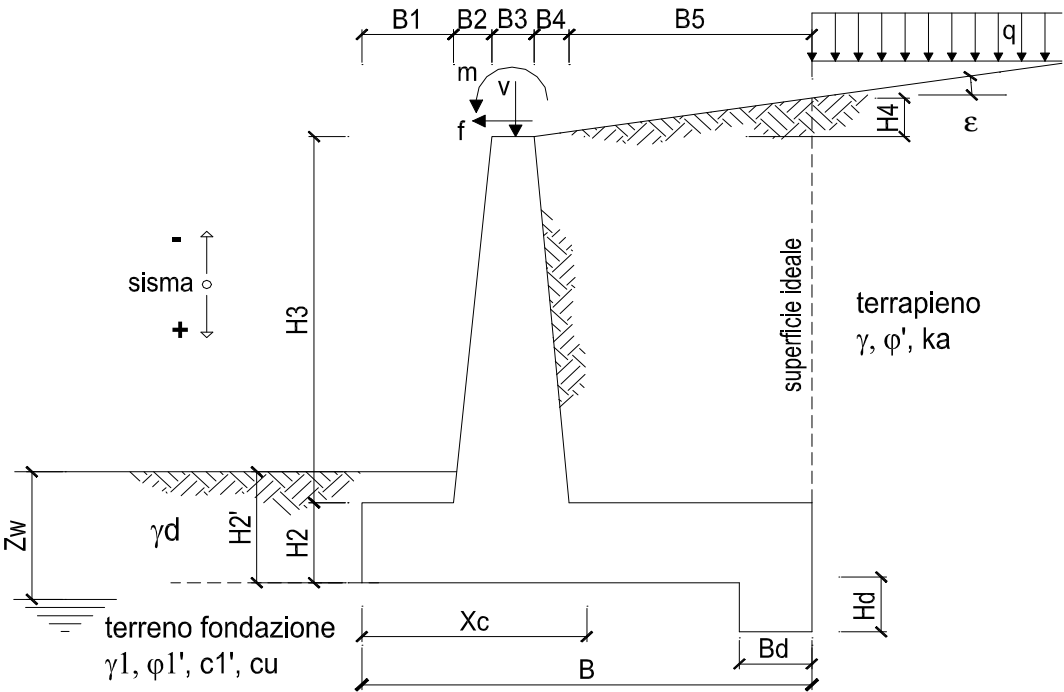
Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.043	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.57	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.0368	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0184	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.264		0.264		0.264
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.286		0.286		0.286
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.287		0.287		0.287
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.392		3.392		3.392
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.325		3.325		3.325
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.322		3.322		3.322

Carichi Agenti				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE - sisma	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	(kN/m²)	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte					
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m²)	q	10.00	15.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	0.70	condizione quasi permanente $\Psi2$	0.60	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m²)	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	

Coefficienti di sicurezza			
	Scorrimento	Ribaltamento	Carico limite
Statico	2.12	14.89	2.26
Sismico	2.59	11.53	3.10

Si riporta nel seguito il dettaglio dei calcoli relativi alle verifiche geotecniche:



**OPERA** Esemplio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	$H_3 =$	4,50	(m)
Aggetto Valle	$B_2 =$	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	$B_3 =$	0,50	(m)
Aggetto monte	$B_4 =$	0,00	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	$B =$	3,50	(m)
Spessore Fondazione	$H_2 =$	0,50	(m)
Suola Lato Valle	$B_1 =$	1,00	(m)
Suola Lato Monte	$B_5 =$	2,00	(m)
Altezza dente	$H_d =$	0,00	(m)
Larghezza dente	$B_d =$	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	$X_c =$	1,75	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25,00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

**FORZE VERTICALI**

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	56,25	56,25
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	43,75	43,75
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	100,00	100,00
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	180,00	180,00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	180,00	180,00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	20	30
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	70,31	70,31
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	76,56	76,56
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	146,88	146,88
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	450,00	450,00
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	450,00	450,00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	50	75
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		3,68
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		1,84
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		6,62
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		3,31
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		5,69
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0,40
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		6,09
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		1,29
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		1,41
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		2,70
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		18,20
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0,00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0,00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		18,20
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		8,27
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0,00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0,00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		8,27

**CONDIZIONE STATICA****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$$

$$Sq_{perm} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

$$Sq_{acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{perm} = Sq_{perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{acc} = Sq_{acc} \cdot \cos \delta$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{perm} = Sq_{perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{acc} = Sq_{acc} \cdot \sin \delta$$

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

(kN/m)	66,11	85,95	85,95
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	13,22	19,83	19,83

(kN/m)	61,30	79,69	79,69
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	12,26	18,39	18,39

(kN/m)	24,77	32,20	32,20
(kN/m)	0,00	0,00	0,00
(kN/m)	4,95	7,43	7,43

(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--------	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

$$MSt1 = Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1_{perm} = Sqh_{perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq1_{acc} = Sqh_{acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq2_{perm} = Sqv_{perm} \cdot B$$

$$MSq2_{acc} = Sqv_{acc} \cdot B$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$$

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

( kNm/m )	102,17	132,82	132,82
( kNm/m )	86,68	112,69	112,69
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	30,65	45,98	45,98
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	17,34	26,01	26,01
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

$$Mfext1 = m_p + m$$

$$Mfext2 = (f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$$

$$Mfext3 = (v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$$

( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
( kNm/m )	0,00	0,00	0,00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv_{perm} + Sqv_{acc}$$

319,63	(kN/m)
--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f$$

98,08	(kN/m)
-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1'$$

0,65	(-)
------	-----

$$Fs_{scorr.} = (N \cdot f + Sp) / T$$

2,12	>	1,1
------	---	-----

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + Mfext3$$

596,88	( kNm/m )
--------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$$

40,10	( kNm/m )
-------	-----------

$$Fs_{ribaltamento} = Ms / Mr$$

14,89	>	1,15
-------	---	------

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{Sovr acc})$	319,63	349,63	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$St_h + Sq_h + f - Sp$	98,08	98,08	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	556,78	631,78	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	2,57	-19,93	(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.	0,00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11,43		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0,01	-0,06	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,48	3,39	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi))}$	(1 in cond. nd)	26,09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	38,64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	35,19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  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)	0,48	0,52	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,46	0,46	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi))^{m+1}$		0,33	0,33	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	233,28	233,28	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>2,54</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>2,26</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA +****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	66,11	66,11
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	6,70	6,70
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	61,30	61,30
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6,21	6,21
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	24,77	24,77
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2,51	2,51
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	( kNm/m )	102,17	102,17
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	( kNm/m )	10,36	10,36
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	86,68	86,68
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	8,79	8,79
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	( kNm/m )	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	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

**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	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	312,42	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	77,81	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \phi_1'$	0,65	(-)	
-----	--------------	------	-----	--

<b>Fs =</b>	<b>(N * f + Sp) / T</b>	<b>2,61</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
-------------	-------------------------	-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	596,88	( kNm/m )	
------	-------------------------	--------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSP + MP_s + M_{pts}$	30,37	( kNm/m )	
------	--	-------	-----------	--

<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>19,65</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,15</b>
-------------	----------------	--------------	-------------	-------------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		312,42	312,42	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		77,81		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		566,51	566,51	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		-19,76	-19,76	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11,43		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-0,06	-0,06	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,37	3,37	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \tan(\phi') \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26,09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	38,64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	35,19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  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)	0,56	0,56	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,55	0,55	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,42	0,42	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	287,25	287,25	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>3,10</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>3,10</b>	>	



**CONDIZIONE SISMICA -****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	66,11	66,11
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}$	(kN/m)	4,28	4,28
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	61,30	61,30
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3,97	3,97
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	24,77	24,77
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,60	1,60
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	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
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	( kNm/m )	102,17	102,17
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	( kNm/m )	6,61	6,61
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	86,68	86,68
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	5,61	5,61
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	( kNm/m )	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^3 / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	( kNm/m )	0,00	0,00

**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	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	301,22	(kN/m)	
-----	---	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	75,56	(kN/m)	
-----	---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,65	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

<b>Fs =</b>	<b><math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>	<b>2,59</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
-------------	--	-------------	-------------	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	596,88	( kNm/m )	
------	-------------------------	--------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts}$	51,75	( kNm/m )	
------	--	-------	-----------	--

<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>11,53</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,15</b>
-------------	----------------	--------------	-------------	-------------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		301,22	301,22	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		75,56		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		545,13	545,13	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		-17,99	-17,99	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11,43		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-0,06	-0,06	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,38	3,38	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  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)	26,09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+π in cond. nd)	38,64		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	35,19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  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	0,56	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,54	0,54	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,42	0,42	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

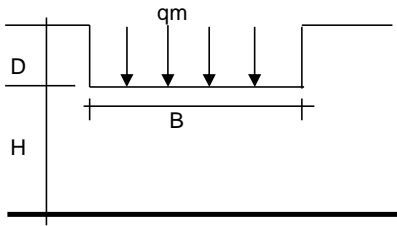
$q_{lim}$	(carico limite unitario)	285,78	285,78	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>3,21</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>3,21</b>	>	

**LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE**

**Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute, con buon margine di sicurezza, compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.**

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E$  (Christian e Carrier, 1976)

N	308.23	(kN/m)
M	-32.66	(kNm/m)
e=M/N	-0.11	(m)
B*	3.29	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.00	(m)
D/B*	0.00	(m)
Hs/B*	2.13	(m)

Carico unitario medio (qm)

$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 97.21 \text{ (kN/mq)}$

Coefficiente di forma  $\mu_0 = f(D/B)$

$\mu_0 = 0.965 \text{ (-)}$

Coefficiente di profondità  $\mu_1 = f(H/B)$

$\mu_1 = 0.69 \text{ (-)}$

Cedimento della fondazione

$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 7.09 \text{ (mm)}$

**Si ottengono, inoltre, cedimenti stimabili nell'ordine di pochi millimetri e, come tali, compatibili con la corretta funzionalità in esercizio dell'opera.**

**VERIFICHE A STABILITÀ GLOBALE – A2+M2+R2**

<b>azioni sismiche</b>	<b><math>a_g/g</math></b>	0.043	(-)	<b><math>S_s</math></b>	1.5	<b><math>k_h</math></b>	0.0129	(-)
------------------------	---------------------------	-------	-----	-------------------------	-----	-------------------------	--------	-----

$\beta_s$	0.2	$S_T$	1	$k_v$	0.0065	(-)
-----------	-----	-------	---	-------	--------	-----

**x muro**    100    (m)                      **y muro**    100    (m)

p.c. valle			p.c. monte			superficie 1			superficie 2			superficie 3			falda		
materiale 1						materiale 2			materiale 4			materiale 2			<input checked="" type="checkbox"/> falda		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.000	0	101.500	105.000	0	80.000	101.000	0			0			0	80.000	101.000
1	98.000	101.000	1	109.500	105.000	1	125.000	101.000	1			1			1	101.500	101.000
2	89.000	101.000	2	120.000	105.000	2			2			2			2	101.500	103.000
3	80.000	101.000	3	125.000	105.000	3			3			3			3	125.000	103.000
4			4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10			10		

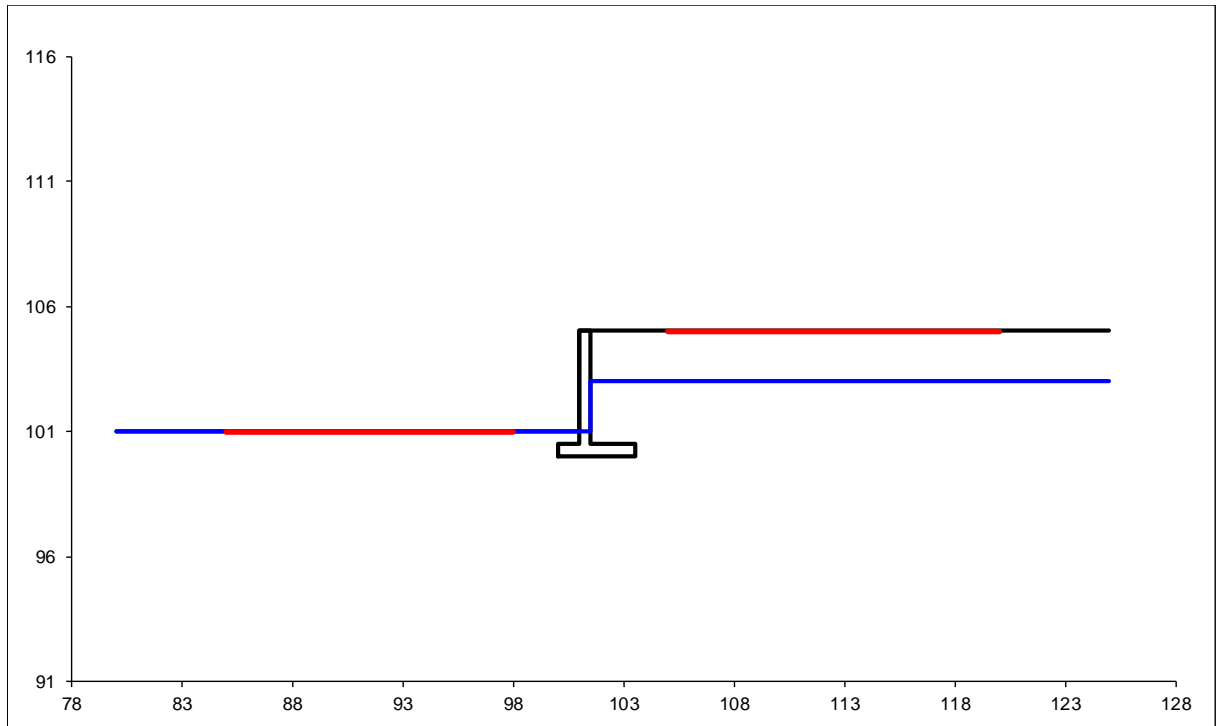
## Sovraccarichi

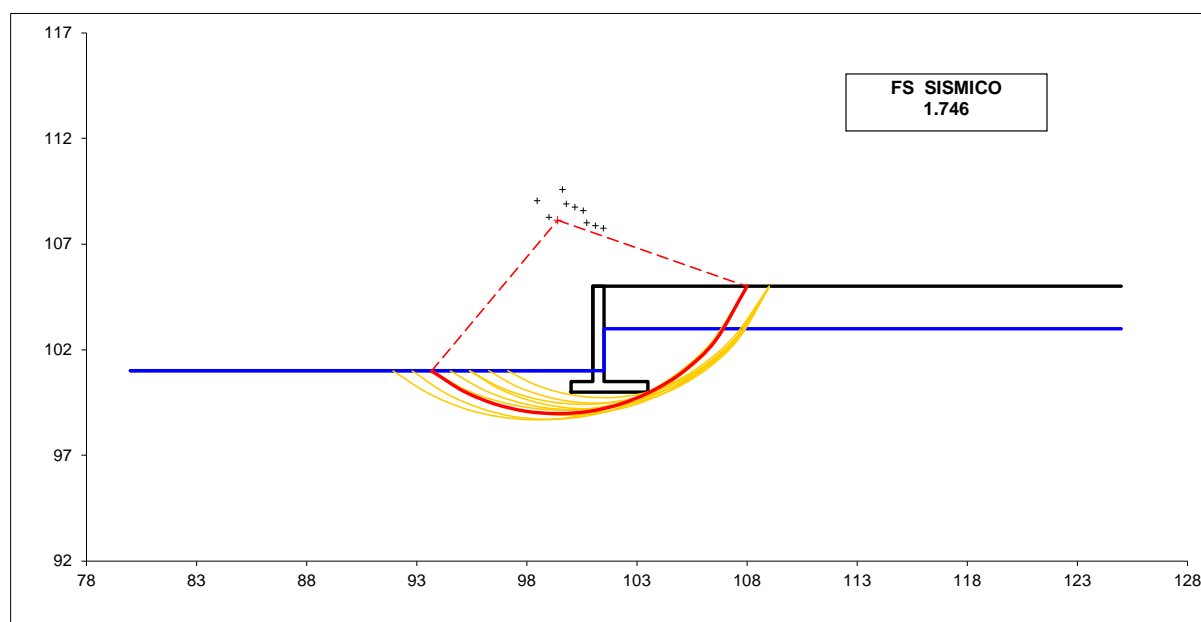
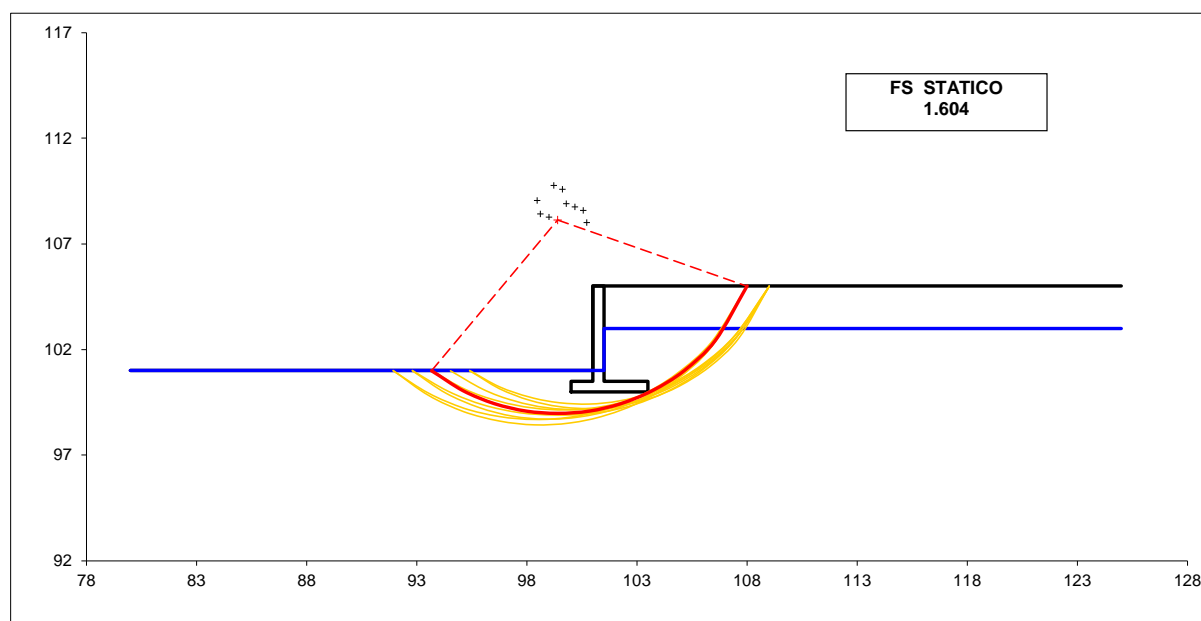
	$x_{in}$	$q_{in}$	$x_{fin}$	$q_{fin}$	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	102	10	107	10	0%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

### Limiti ricerca superfici

<b>Xa</b>	85	<b>Xc</b>	105	<b>alfa min</b>	40	<b># superfici massimo</b>	2816
<b>Xb</b>	98	<b>Xd</b>	120	<b>alfa max</b>	70		
<b>n1</b>	15	<b>n2</b>	15	<b>n alfa</b>	10		

## GEOMETRIA DI VERIFICA





**LE VERIFICHE A STABILITÀ GLOBALE POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE**

### 5.11. Intervento n. 6 – pozzetti di testata sifone presa irrigua

L'intervento consiste nella realizzazione dei pozzetti di testata del sifone di sottopasso del canale scolmatore della presa irrigua dal canale Magrelli, tra le sezioni di progetto n. 35 e n. 36. Il sifone verrà realizzato con due pozzi, uno di caduta ed uno di risalita, in c.c.a. in opera. La canna di attraversamento verrà realizzata con tubazioni in acciaio bitumato DN 1000 mm, spessore 10 mm, per una lunghezza di circa 35 ml. La condotta sarà calottata con calcestruzzo armato con rete elettrosaldata in corrispondenza della sezione del canale scolmatore.

Il pozzetto di ingresso sarà a pianta rettangolare con dimensioni utili interne pari a m 2,00x2,00x5,65(h) e dal pozzetto di uscita, sempre a pianta quadra di lato interno pari a 2,00 m avente altezza utile di circa 5,75 m. Lo spessore delle sezioni strutturali è pari a 40 cm. La fondazione avrà dimensioni lorde pari a m 3,60 x 3,60.

Per quanto riguarda la geometria e le sezioni dell'opera si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto. Le azioni di calcolo e il modello del terreno sono stati, invece, definiti con riferimento a quanto riportato nella *Relazione di calcolo strutturale* di progetto e al capitolo 4 della presente relazione.

Nel seguito sono riportati i criteri di dimensionamento e le verifiche geotecniche per la combinazione di verifica **A1+M1+R3** prevista dalle N.T.C.-2018.

La seguente tabella riepiloga, quindi, le azioni risultanti in corrispondenza del baricentro della fondazione della costruzione per l'involuppo delle combinazioni di calcolo a SLU.

INVILUPPO AZIONI A SLU			
Combinazione	N [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]
SLU	2460	40	1

Si riporta, nel seguito, la **verifica a capacità portante** del sistema terreno-fondazione per la **combinazione A1+M1+R3** prevista dalle N.T.C.-2018, eseguita con la formulazione di *Brinch-Hansen*, considerando aggiuntivamente anche i fattori correttivi sismici  $\gamma$  come definiti da *Paolucci & Pecker* (1997) e la pertinente **verifica a scorrimento**.

Per quanto riguarda le verifiche di tipo strutturale con l'applicazione delle pertinenti combinazioni di verifica si rimanda, invece, alla *Relazione di calcolo strutturale* di progetto.

Il problema dal punto di vista geotecnico è valutato in condizioni drenate, considerando cautelativamente un angolo di attrito pari a 30° (unità geotecnica I), coesione nulla, un approfondimento della fondazione ai fini del calcolo pari a 3,0 m (dedotto lo strato superficiale), ed un livello della falda a circa - 1,0 m dal p.c. relativo.

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, calcolato con la seguente espressione (si veda a riguardo il *paragrafo 4.4*):

$$q_{lim}=q*N_q*\alpha_q+c'*N_c*\alpha_c+0.5*B'*\gamma*N_\gamma*\alpha_\gamma$$

Mentre il valore della resistenza di calcolo, ovvero del carico limite, vale:

$$q_{lim,R3} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R3}} = \frac{q_{lim}}{2,3}$$

### **Verifica combinazione A1+M1+R3**

eccentricità in x [e <sub>x</sub> ]	0,04	m
eccentricità in y [e <sub>y</sub> ]	0,00	m
B'	3,60	m
L'	3,60	m
Profondità fondazione	3,00	m
m	1,50	
N <sub>y</sub>	22,40	
N <sub>q</sub>	18,40	
N <sub>c</sub>	30,14	
i <sub>y</sub>	0,96	
i <sub>q</sub>	0,98	
i <sub>c</sub>	0,97	
s <sub>y</sub>	0,60	
s <sub>q</sub>	1,58	
s <sub>c</sub>	1,61	
b <sub>y</sub>	1,00	
b <sub>q</sub>	1,00	
b <sub>c</sub>	1,00	
g <sub>y</sub>	1,00	
g <sub>q</sub>	1,00	
g <sub>c</sub>	1,00	
d <sub>y</sub>	1,00	
d <sub>q</sub>	1,24	
d <sub>c</sub>	1,25	
z <sub>γ</sub>	0,96	
z <sub>q</sub>	0,96	

$z_c$	0,98	
$q_{lim}$	1572,0	kN/m <sup>2</sup>

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q * N_q * \alpha_q + c' * N_c * \alpha_c + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * \alpha_\gamma \cong 1,57 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = q_{lim} / \gamma_{Rs} = 1,57 / 2,3 \cong 0,68 \text{ N/mm}^2 \text{ (680 kN/m}^2\text{)} > q \cong 0,2 \text{ N/mm}^2$$

$$F.S. \cong 1,57 \text{ N/mm}^2 / 0,2 \text{ N/mm}^2 \cong 7,8 > 2,3$$

#### VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 40.01 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\phi') + c' * B * L$$

$$S_d = 1420.28 \quad (\text{kN})$$

#### Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 35.50 > \gamma_R$$

#### LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE E A SCORRIMENTO POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE

Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto, nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.



**5.12. Opere provvisionali a sostegno degli scavi**

Il presente paragrafo riporta i risultati delle verifiche geotecniche delle palancole provvisionali a sostegno degli scavi con funzione di perimetrazione della deviazione temporanea delle portate del Roggione di Palazzolo durante la realizzazione dell'opera di presa del nuovo canale scolmatore (intervento n. 1) e della paratia di sostegno provvisorio dello scavo per la realizzazione del pozzetto di valle dell'attraversamento in sifone della presa irrigua tra le sezioni di progetto n. 35 e n. 36 (intervento n. 6).

**PALANCOLE IN CORRISPONDENZA DELL'OPERA DI PRESA (INTERVENTO N. 1)**

Le palancole avranno un'altezza massima fuori terra, in riferimento alla quota di massimo scavo, pari a circa 4,9 m, per una profondità di infissione pari a circa 5,1 m, ed uno sviluppo complessivo in altezza di 10,0 m. I parametri di resistenza del terreno utilizzati fanno prudenzialmente riferimento all'unità geotecnica I.

I calcoli di dimensionamento considerano, a favore di sicurezza, un livello di ritenuta idrica massima del Roggione di Palazzolo pari a 2,4 m rispetto alla quota di fondo dello stesso, ovvero pari a circa - 1,0 m rispetto alla quota del rivestimento spondale esistente in calcestruzzo. A tale battente idrico, considerato di tipo stazionario, in funzione della sezione idraulica del Roggione di Palazzolo in tale tratto, corrisponde una portata di almeno 25,0 m<sup>3</sup>/s; tale valore portata e l'associato battente idrico può, in tal senso, essere ritenuto ampiamente cautelativo e a favore di sicurezza in rapporto alla provvisorietà e temporaneità cantieristica dell'opera di sostegno, garantendo, inoltre, un franco di sicurezza rispetto alla sommità delle palancole di circa 150 cm. In caso di battenti idrici superiori rispetto a 2,4 m, ovvero ad un franco idraulico inferiore al metro rispetto all'altezza del rivestimento in calcestruzzo del Roggione di Palazzolo, si dovrà cautelativamente provvedere alla temporanea sospensione delle attività di cantiere e di scavo ai fini di garantire la sicurezza agli operai e ai lavoratori presenti. Si evidenzia, inoltre, che, stante la funzione cantieristica delle palancole in argomento, con durata inferiore a 2 anni, le verifiche sono state condotte senza considerare la componente di azione sismica e verificando, in particolare, l'ammissibilità delle deformazioni dell'opera a SLE (combinazione caratteristica) per la funzione provvisoria temporanea prevista e il momento resistente della struttura a SLU.

Si ipotizza l'utilizzo di palancole tipo "AZ28-700" (produttore *ArcelorMittal* o equivalenti), aventi le seguenti caratteristiche tecniche e geometriche:

- Larghezza "b": 700 mm x altezza "h": 461 mm.
- Spessore anima "t" e ali "s": 13,2 mm / 13,2 mm.
- Area sezione: 200 cm<sup>2</sup>/m.
- Massa di parete: 157 kg/m<sup>2</sup>.
- Momento d'inerzia: 63620 cm<sup>4</sup>/m.
- Modulo di resistenza elastico: 1635 cm<sup>3</sup>/m.
- Modulo di resistenza plastico: 3273 cm<sup>3</sup>/m.
- Acciaio classe "S355".

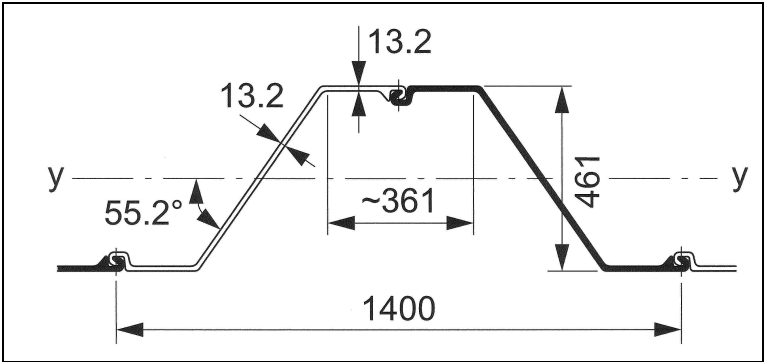


Figura 25 – Sezione geometrica palancole tipo AZ28-700.

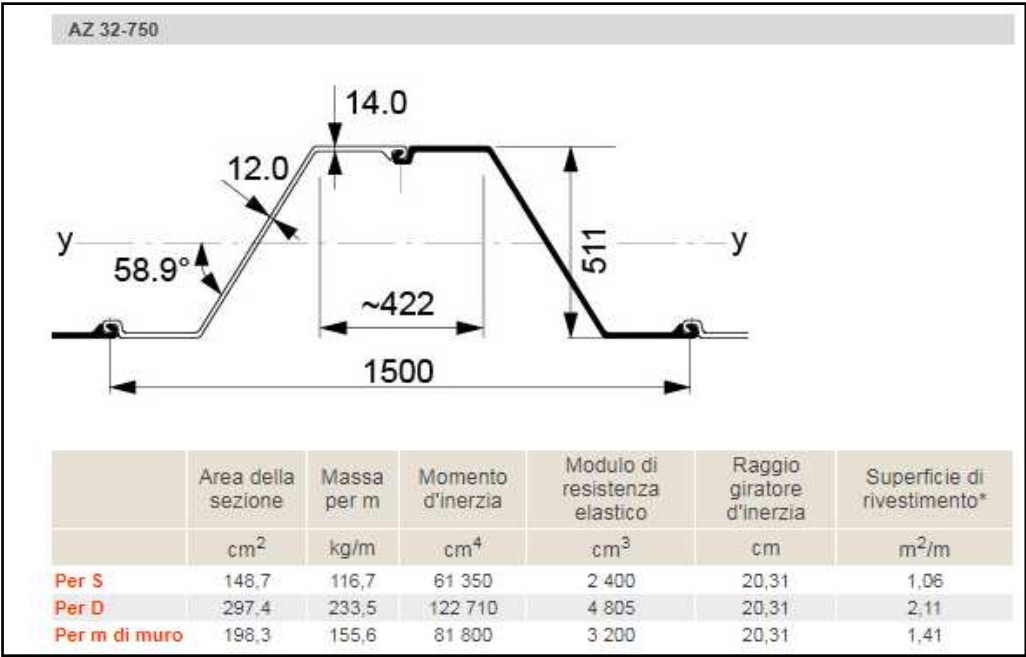


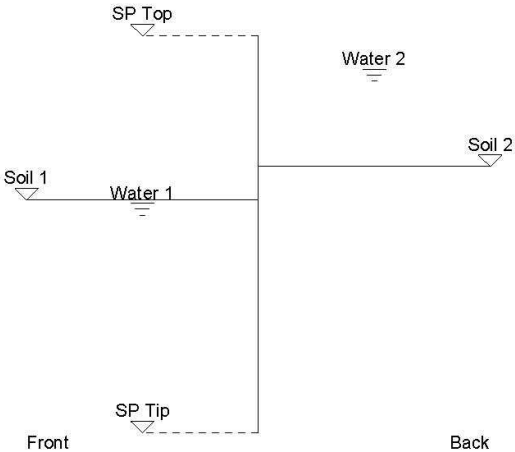
Figura 25 – Sezione geometrica palancole tipo AZ 32-750.

Si riportano, quindi, nel seguito i dati di calcolo e le verifiche geotecniche e strutturali preli svolte con il codice di calcolo *ProSheet* e, quindi, con *Paratie Plus*.

**SLU – Combinazione A2+M2+R1**

**Geodata**

	Unit
Sheet Pile Top Level [m]	0.000
Sheet Pile Tip Level [m]	11.846
Soil Level in Front [m]	4.900
Soil Level behind [m]	3.900
Anchorlevel [m]	0.000
Water Level in Front [m]	5.000
Water Level behind [m]	1.000
Soil Surface Inclination in Front [Deg]	0.000
Soil Surface Inclination behind [Deg]	0.000
Caquot Surcharge in Front [kN/m2]	0.000
Caquot Surcharge behind [kN/m2]	0.000
Anchor Inclination [Deg]	0.000
Earth Support	Cantilever



**Soil Layers**

**Layers in Front**

	Layer Tip [m]	Density Moist [kN/m3]	Density Submerged [kN/m3]	Kph	Phi [Deg]	Delta [Deg]	Cohesion [kN/m2]
Layer 1	20.000	20.000	10.000	4.576	27.500	-18.300	0.000

**Layers behind**

	Layer Tip [m]	Density Moist [kN/m3]	Density Submerged [kN/m3]	Kph	Phi [Deg]	Delta [Deg]	Cohesion [kN/m2]
Layer 1	20.000	20.000	10.000	0.311	27.500	18.300	0.000

## All Values

Depth [m]	Deflection [m]	Rotation [Rad]	Cross Force [kN/m]	Moment [kNm/m]	Total Pressure [kN/m2]	Earth Pressure in Front [kN/m2]	behind [kN/m2]	Water Pressure [kN/m2]	Userdefined Pressure [kN/m2]
0.000	-0.072	-0.009	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.250	-0.069	-0.009	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.250	-0.069	-0.009	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.500	-0.067	-0.009	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.500	-0.067	-0.009	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.750	-0.064	-0.009	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.750	-0.064	-0.009	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	-0.062	-0.009	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	-0.062	-0.009	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.250	-0.060	-0.009	0.313	0.026	2.500	0.000	0.000	2.500	0.000
1.250	-0.060	-0.009	0.313	0.026	2.500	0.000	0.000	2.500	0.000
1.500	-0.057	-0.009	1.250	0.208	5.000	0.000	0.000	5.000	0.000
1.500	-0.057	-0.009	1.250	0.208	5.000	0.000	0.000	5.000	0.000
1.750	-0.055	-0.009	2.813	0.703	7.500	0.000	0.000	7.500	0.000
1.750	-0.055	-0.009	2.813	0.703	7.500	0.000	0.000	7.500	0.000
2.000	-0.053	-0.009	5.000	1.667	10.000	0.000	0.000	10.000	0.000
2.000	-0.053	-0.009	5.000	1.667	10.000	0.000	0.000	10.000	0.000
2.250	-0.050	-0.009	7.813	3.255	12.500	0.000	0.000	12.500	0.000
2.250	-0.050	-0.009	7.813	3.255	12.500	0.000	0.000	12.500	0.000
2.500	-0.048	-0.009	11.250	5.625	15.000	0.000	0.000	15.000	0.000
2.500	-0.048	-0.009	11.250	5.625	15.000	0.000	0.000	15.000	0.000
2.750	-0.045	-0.009	15.313	8.932	17.500	0.000	0.000	17.500	0.000
2.750	-0.045	-0.009	15.313	8.932	17.500	0.000	0.000	17.500	0.000
3.000	-0.043	-0.009	20.000	13.333	20.000	0.000	0.000	20.000	0.000
3.000	-0.043	-0.009	20.000	13.333	20.000	0.000	0.000	20.000	0.000
3.250	-0.041	-0.009	25.313	18.984	22.500	0.000	0.000	22.500	0.000
3.250	-0.041	-0.009	25.313	18.984	22.500	0.000	0.000	22.500	0.000
3.500	-0.038	-0.009	31.250	26.042	25.000	0.000	0.000	25.000	0.000
3.500	-0.038	-0.009	31.250	26.042	25.000	0.000	0.000	25.000	0.000
3.750	-0.036	-0.009	37.813	34.661	27.500	0.000	0.000	27.500	0.000
3.750	-0.036	-0.009	37.813	34.661	27.500	0.000	0.000	27.500	0.000
3.900	-0.035	-0.009	42.050	40.648	29.000	0.000	0.000	29.000	0.000
3.900	-0.035	-0.009	42.050	40.648	29.000	0.000	0.000	29.000	0.000
4.150	-0.032	-0.009	49.710	52.101	32.278	0.000	0.778	31.500	0.000
4.150	-0.032	-0.009	49.710	52.101	32.278	0.000	0.778	31.500	0.000
4.400	-0.030	-0.009	58.189	65.571	35.555	0.000	1.555	34.000	0.000
4.400	-0.030	-0.009	58.189	65.571	35.555	0.000	1.555	34.000	0.000
4.650	-0.028	-0.009	67.487	81.264	38.833	0.000	2.333	36.500	0.000
4.650	-0.028	-0.009	67.487	81.264	38.833	0.000	2.333	36.500	0.000
4.900	-0.025	-0.009	77.605	99.383	42.110	0.000	3.110	39.000	0.000
4.900	-0.025	-0.009	77.605	99.383	42.110	0.000	3.110	39.000	0.000
5.000	-0.025	-0.009	81.424	107.341	34.269	-9.153	3.421	40.000	0.000
5.000	-0.025	-0.009	81.424	107.341	34.269	-9.153	3.421	40.000	0.000
5.250	-0.022	-0.008	88.658	128.657	23.606	-20.593	4.199	40.000	0.000
5.250	-0.022	-0.008	88.658	128.657	23.606	-20.593	4.199	40.000	0.000
5.500	-0.020	-0.008	93.227	151.448	12.942	-32.034	4.976	40.000	0.000
5.500	-0.020	-0.008	93.227	151.448	12.942	-32.034	4.976	40.000	0.000
5.750	-0.018	-0.008	95.130	175.049	2.279	-43.475	5.754	40.000	0.000
5.750	-0.018	-0.008	95.130	175.049	2.279	-43.475	5.754	40.000	0.000
6.000	-0.016	-0.008	94.367	198.791	-8.384	-54.915	6.532	40.000	0.000
6.000	-0.016	-0.008	94.367	198.791	-8.384	-54.915	6.532	40.000	0.000
6.250	-0.014	-0.007	90.938	222.010	-19.047	-66.356	7.309	40.000	0.000
6.250	-0.014	-0.007	90.938	222.010	-19.047	-66.356	7.309	40.000	0.000
6.500	-0.012	-0.007	84.843	244.038	-29.710	-77.797	8.087	40.000	0.000
6.500	-0.012	-0.007	84.843	244.038	-29.710	-77.797	8.087	40.000	0.000
6.750	-0.011	-0.006	76.083	264.209	-40.373	-89.238	8.864	40.000	0.000
6.750	-0.011	-0.006	76.083	264.209	-40.373	-89.238	8.864	40.000	0.000
7.000	-0.009	-0.006	64.656	281.857	-51.036	-100.678	9.642	40.000	0.000
7.000	-0.009	-0.006	64.656	281.857	-51.036	-100.678	9.642	40.000	0.000
7.250	-0.007	-0.005	50.564	296.315	-61.700	-112.119	10.419	40.000	0.000
7.250	-0.007	-0.005	50.564	296.315	-61.700	-112.119	10.419	40.000	0.000
7.500	-0.006	-0.005	33.807	306.917	-72.363	-123.560	11.197	40.000	0.000
7.500	-0.006	-0.005	33.807	306.917	-72.363	-123.560	11.197	40.000	0.000
7.750	-0.005	-0.004	14.383	312.996	-83.026	-135.001	11.975	40.000	0.000
7.750	-0.005	-0.004	14.383	312.996	-83.026	-135.001	11.975	40.000	0.000
8.000	-0.004	-0.003	-7.706	313.886	-93.689	-146.441	12.752	40.000	0.000
8.000	-0.004	-0.003	-7.706	313.886	-93.689	-146.441	12.752	40.000	0.000
8.250	-0.003	-0.003	-32.462	308.921	-104.352	-157.882	13.530	40.000	0.000
8.250	-0.003	-0.003	-32.462	308.921	-104.352	-157.882	13.530	40.000	0.000
8.500	-0.002	-0.002	-59.883	297.433	-115.015	-169.323	14.307	40.000	0.000
8.500	-0.002	-0.002	-59.883	297.433	-115.015	-169.323	14.307	40.000	0.000

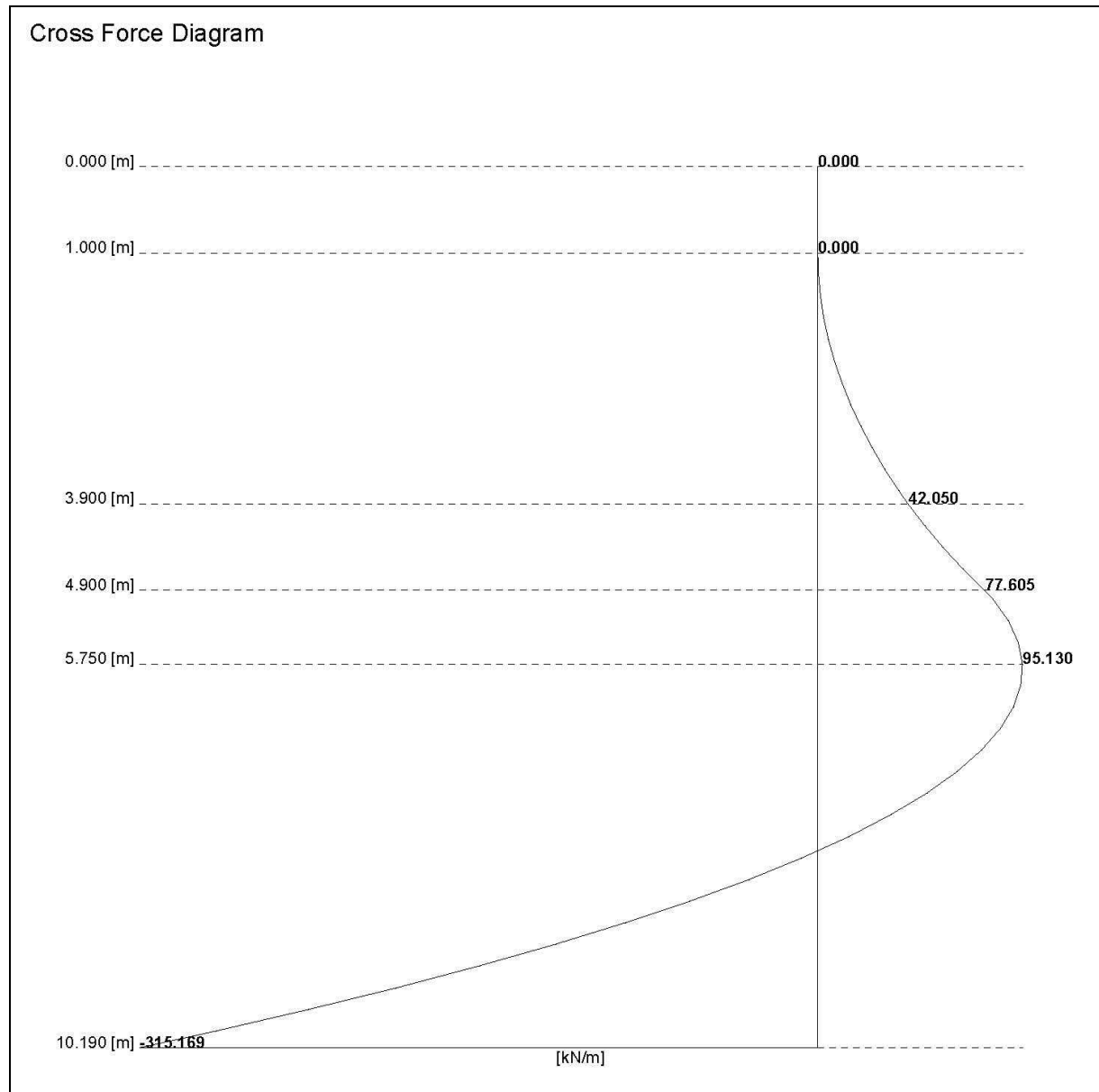
Depth [m]	Deflection [m]	Rotation [Rad]	Cross Force [kN/m]	Moment [kNm/m]	Total Pressure [kN/m <sup>2</sup> ]	Earth Pressure in Front [kN/m <sup>2</sup> ]	Earth Pressure behind [kN/m <sup>2</sup> ]	Water Pressure [kN/m <sup>2</sup> ]	Userdefined Pressure [kN/m <sup>2</sup> ]
8.750	-0.001	-0.002	-89.969	278.757	-125.679	-180.763	15.085	40.000	0.000
8.750	-0.001	-0.002	-89.969	278.757	-125.679	-180.763	15.085	40.000	0.000
9.000	-0.001	-0.001	-122.722	252.227	-136.342	-192.204	15.863	40.000	0.000
9.000	-0.001	-0.001	-122.722	252.227	-136.342	-192.204	15.863	40.000	0.000
9.250	0.000	-0.001	-158.140	217.174	-147.005	-203.645	16.640	40.000	0.000
9.250	0.000	-0.001	-158.140	217.174	-147.005	-203.645	16.640	40.000	0.000
9.500	0.000	0.000	-196.224	172.934	-157.668	-215.086	17.418	40.000	0.000
9.500	0.000	0.000	-196.224	172.934	-157.668	-215.086	17.418	40.000	0.000
9.750	0.000	0.000	-236.974	118.840	-168.331	-226.526	18.195	40.000	0.000
9.750	0.000	0.000	-236.974	118.840	-168.331	-226.526	18.195	40.000	0.000
10.000	0.000	0.000	-280.390	54.225	-178.994	-237.967	18.973	40.000	0.000
10.000	0.000	0.000	-280.390	54.225	-178.994	-237.967	18.973	40.000	0.000
10.190	0.000	0.000	-315.169	-2.328	-187.098	-246.662	19.564	40.000	0.000

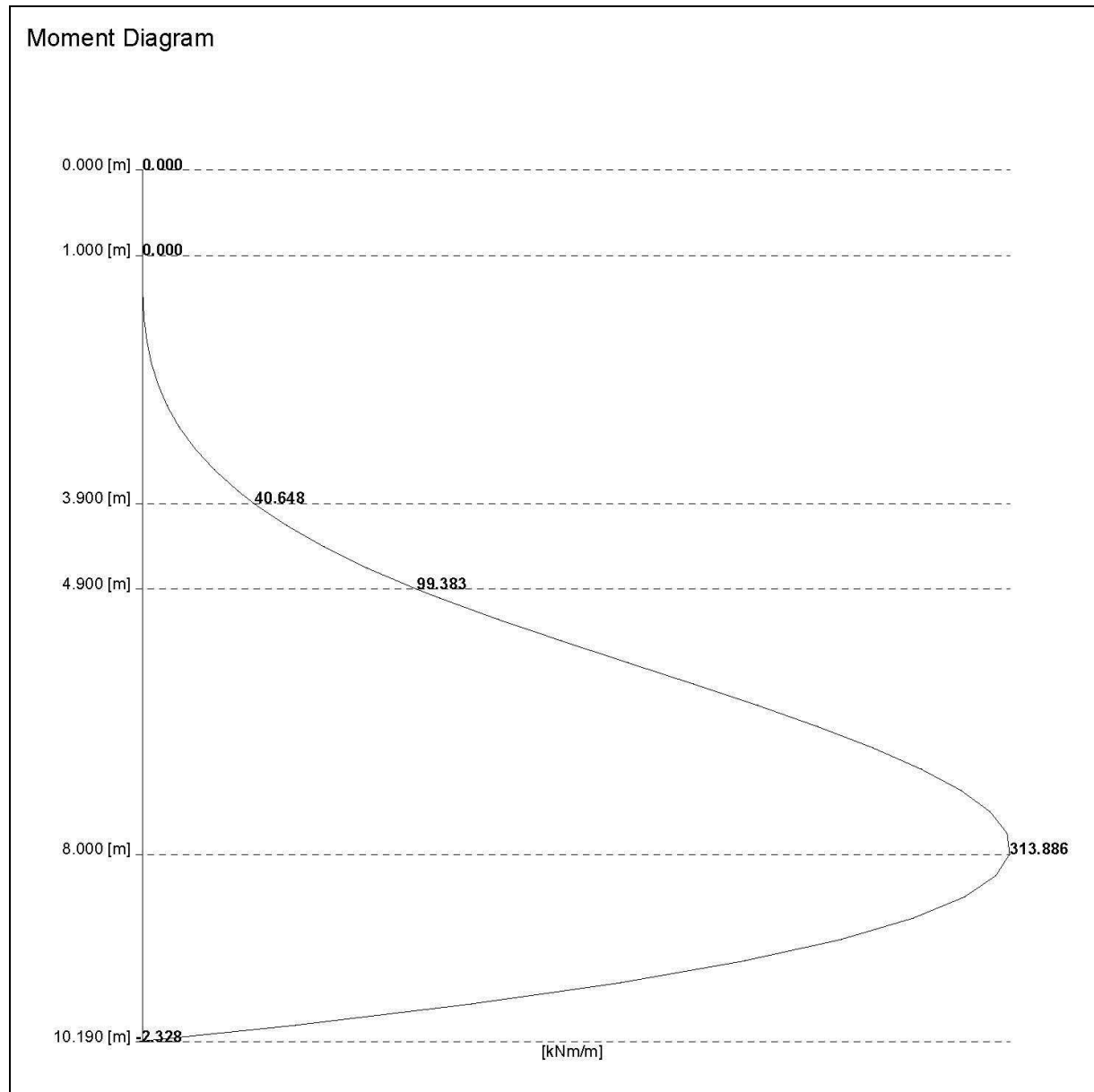
### Extremal Values

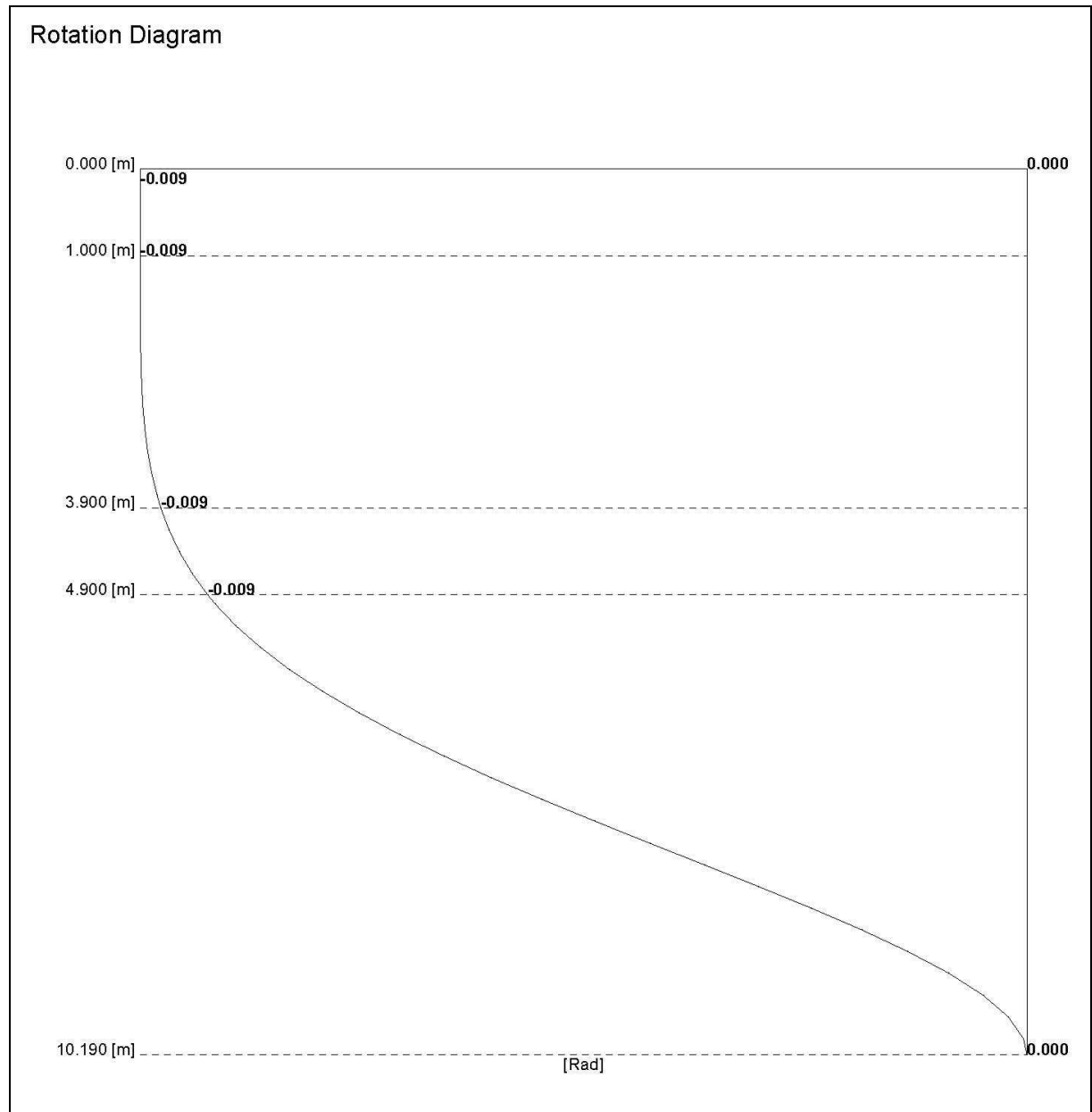
	z Min [m]	Min	z Max [m]	Max
Deflection [m]	0.000	-0.072	10.190	0.000
Cross Force [kN/m]	10.190	-315.169	5.750	95.130
Moment [kNm/m]	10.200	-5.490	7.920	314.207

### Pile Check

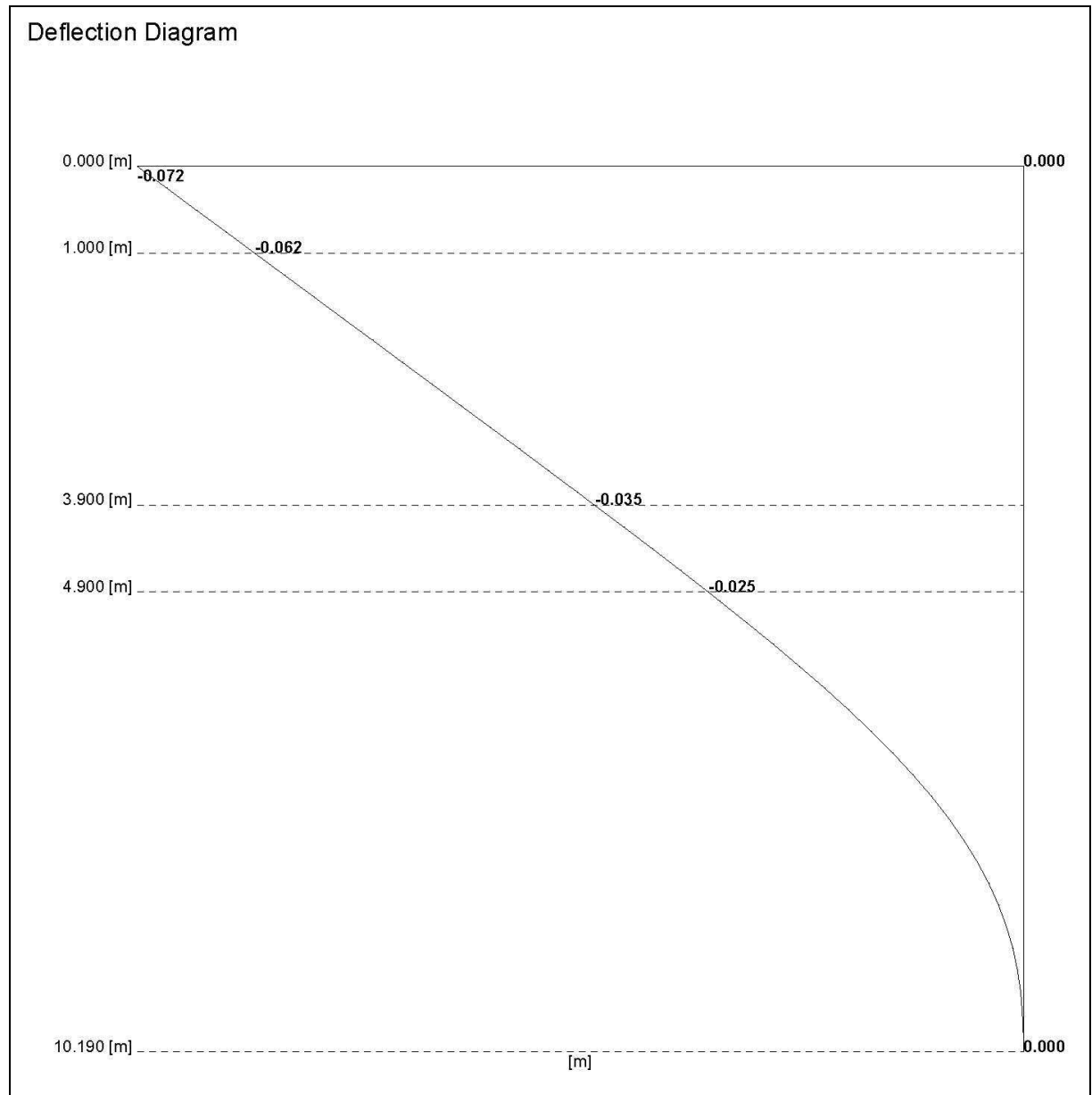
		Depth [m]
Name	AZ 28-700	
Inertia [cm <sup>4</sup> /m]	63620.000	
Modulus [cm <sup>3</sup> /m]	2760.000	
Area [cm <sup>2</sup> /m]	200.200	
Mass [kg/m <sup>2</sup> ]	157.200	
Steel Grade [N/mm <sup>2</sup> ]	355.000	
Minimal Moment [kNm/m]	-5.490	10.200
Maximal Moment [kNm/m]	314.207	7.920
Normal Forces at Max. Moment [kN/m]	-198.867	10.200
Normal Forces at Min. Moment [kN/m]	-68.692	7.920
Deflection at Min. Moment [m]	0.000	10.200
Deflection at Max. Moment [m]	-0.004	7.920
Min. Stress at Min. Moment [N/mm <sup>2</sup> ]	-11.922	10.200
Max. Stress at Min. Moment [N/mm <sup>2</sup> ]	-7.944	10.200
Min. Stress at Max. Moment [N/mm <sup>2</sup> ]	-117.181	7.920
Max. Stress at Max. Moment [N/mm <sup>2</sup> ]	110.319	7.920
Safety > Req. Safety = 1.500	3.029	
Sheet Pile Top Level [m]	0.000	
Sheet Pile Tip Level [m]	11.846	
Sheet Pile Length [m]	11.846	
Included OverLength [m]	1.656	
Vertical Equilibrium [kN/m]	-94.635	
Anchor Force (horiz.) [kN/m]	0.000	







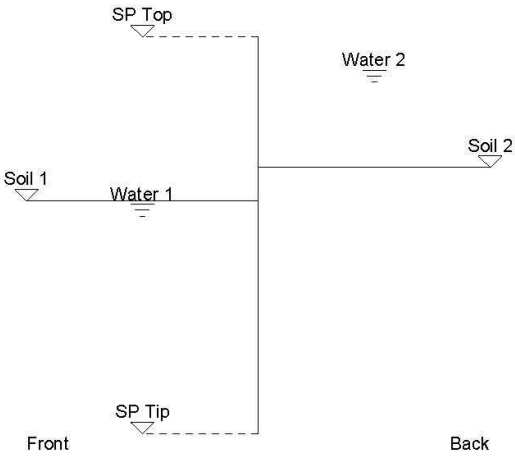




SLE – Combinazione caratteristica

Geodata

	Unit
Sheet Pile Top Level [m]	0.000
Sheet Pile Tip Level [m]	11.846
Soil Level in Front [m]	4.900
Soil Level behind [m]	3.900
Anchorlevel [m]	0.000
Water Level in Front [m]	5.000
Water Level behind [m]	1.000
Soil Surface Inclination in Front [Deg]	0.000
Soil Surface Inclination behind [Deg]	0.000
Caquot Surcharge in Front [kN/m2]	0.000
Caquot Surcharge behind [kN/m2]	0.000
Anchor Inclination [Deg]	0.000
Earth Support	Cantilever



Soil Layers

Layers in Front

	Layer Tip [m]	Density Moist [kN/m3]	Density Submerged [kN/m3]	Kph	Phi [Deg]	Delta [Deg]	Cohesion [kN/m2]
Layer 1	20.000	20.000	10.000	5.510	30.000	-20.000	0.000

Layers behind

	Layer Tip [m]	Density Moist [kN/m3]	Density Submerged [kN/m3]	Kph	Phi [Deg]	Delta [Deg]	Cohesion [kN/m2]
Layer 1	20.000	20.000	10.000	0.279	30.000	20.000	0.000

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

All Values

Depth [m]	Deflection [m]	Rotation [Rad]	Cross Force [kN/m]	Moment [kNm/m]	Total Pressure [kN/m2]	Earth Pressure in Front [kN/m2]	behind [kN/m2]	Water Pressure [kN/m2]	Userdefined Pressure [kN/m2]
0.000	-0.030	-0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.250	-0.029	-0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.250	-0.029	-0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.500	-0.028	-0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.500	-0.028	-0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.750	-0.027	-0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.750	-0.027	-0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	-0.026	-0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	-0.026	-0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.250	-0.024	-0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.250	-0.024	-0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.500	-0.023	-0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.500	-0.023	-0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.750	-0.022	-0.004	0.313	0.026	2.500	0.000	0.000	2.500	0.000
1.750	-0.022	-0.004	0.313	0.026	2.500	0.000	0.000	2.500	0.000
2.000	-0.021	-0.004	1.250	0.208	5.000	0.000	0.000	5.000	0.000
2.000	-0.021	-0.004	1.250	0.208	5.000	0.000	0.000	5.000	0.000
2.250	-0.020	-0.004	2.813	0.703	7.500	0.000	0.000	7.500	0.000
2.250	-0.020	-0.004	2.813	0.703	7.500	0.000	0.000	7.500	0.000
2.500	-0.019	-0.004	5.000	1.667	10.000	0.000	0.000	10.000	0.000
2.500	-0.019	-0.004	5.000	1.667	10.000	0.000	0.000	10.000	0.000
2.750	-0.018	-0.004	7.813	3.255	12.500	0.000	0.000	12.500	0.000
2.750	-0.018	-0.004	7.813	3.255	12.500	0.000	0.000	12.500	0.000
3.000	-0.017	-0.004	11.250	5.625	15.000	0.000	0.000	15.000	0.000
3.000	-0.017	-0.004	11.250	5.625	15.000	0.000	0.000	15.000	0.000
3.250	-0.016	-0.004	15.313	8.932	17.500	0.000	0.000	17.500	0.000
3.250	-0.016	-0.004	15.313	8.932	17.500	0.000	0.000	17.500	0.000
3.500	-0.015	-0.004	20.000	13.333	20.000	0.000	0.000	20.000	0.000
3.500	-0.015	-0.004	20.000	13.333	20.000	0.000	0.000	20.000	0.000
3.750	-0.014	-0.004	25.313	18.984	22.500	0.000	0.000	22.500	0.000
3.750	-0.014	-0.004	25.313	18.984	22.500	0.000	0.000	22.500	0.000
3.900	-0.013	-0.004	28.800	23.040	24.000	0.000	0.000	24.000	0.000
3.900	-0.013	-0.004	28.800	23.040	24.000	0.000	0.000	24.000	0.000
4.150	-0.012	-0.004	35.200	31.023	27.198	0.000	0.698	26.500	0.000
4.150	-0.012	-0.004	35.200	31.023	27.198	0.000	0.698	26.500	0.000
4.400	-0.011	-0.004	42.399	40.707	30.397	0.000	1.397	29.000	0.000
4.400	-0.011	-0.004	42.399	40.707	30.397	0.000	1.397	29.000	0.000
4.650	-0.010	-0.004	50.398	52.290	33.595	0.000	2.095	31.500	0.000
4.650	-0.010	-0.004	50.398	52.290	33.595	0.000	2.095	31.500	0.000
4.900	-0.009	-0.004	59.197	65.972	36.794	0.000	2.794	34.000	0.000
4.900	-0.009	-0.004	59.197	65.972	36.794	0.000	2.794	34.000	0.000
5.000	-0.008	-0.004	62.389	72.060	27.053	-11.020	3.073	35.000	0.000
5.000	-0.008	-0.004	62.389	72.060	27.053	-11.020	3.073	35.000	0.000
5.250	-0.007	-0.004	67.518	88.366	13.977	-24.795	3.772	35.000	0.000
5.250	-0.007	-0.004	67.518	88.366	13.977	-24.795	3.772	35.000	0.000
5.500	-0.006	-0.004	69.378	105.546	0.900	-38.570	4.470	35.000	0.000
5.500	-0.006	-0.004	69.378	105.546	0.900	-38.570	4.470	35.000	0.000
5.750	-0.005	-0.003	67.968	122.783	-12.176	-52.345	5.169	35.000	0.000
5.750	-0.005	-0.003	67.968	122.783	-12.176	-52.345	5.169	35.000	0.000
6.000	-0.005	-0.003	63.289	139.258	-25.253	-66.120	5.867	35.000	0.000
6.000	-0.005	-0.003	63.289	139.258	-25.253	-66.120	5.867	35.000	0.000
6.250	-0.004	-0.003	55.342	154.155	-38.329	-79.895	6.566	35.000	0.000
6.250	-0.004	-0.003	55.342	154.155	-38.329	-79.895	6.566	35.000	0.000
6.500	-0.003	-0.003	44.125	166.656	-51.406	-93.670	7.264	35.000	0.000
6.500	-0.003	-0.003	44.125	166.656	-51.406	-93.670	7.264	35.000	0.000
6.750	-0.002	-0.002	29.639	175.945	-64.483	-107.445	7.962	35.000	0.000
6.750	-0.002	-0.002	29.639	175.945	-64.483	-107.445	7.962	35.000	0.000
7.000	-0.002	-0.002	11.883	181.203	-77.559	-121.220	8.661	35.000	0.000
7.000	-0.002	-0.002	11.883	181.203	-77.559	-121.220	8.661	35.000	0.000
7.250	-0.001	-0.002	-9.141	181.614	-90.636	-134.995	9.359	35.000	0.000
7.250	-0.001	-0.002	-9.141	181.614	-90.636	-134.995	9.359	35.000	0.000
7.500	-0.001	-0.001	-33.434	176.360	-103.712	-148.770	10.058	35.000	0.000
7.500	-0.001	-0.001	-33.434	176.360	-103.712	-148.770	10.058	35.000	0.000
7.750	-0.001	-0.001	-60.997	164.624	-116.789	-162.545	10.756	35.000	0.000
7.750	-0.001	-0.001	-60.997	164.624	-116.789	-162.545	10.756	35.000	0.000
8.000	0.000	-0.001	-91.829	145.589	-129.865	-176.320	11.455	35.000	0.000
8.000	0.000	-0.001	-91.829	145.589	-129.865	-176.320	11.455	35.000	0.000
8.250	0.000	0.000	-125.930	118.438	-142.942	-190.095	12.153	35.000	0.000
8.250	0.000	0.000	-125.930	118.438	-142.942	-190.095	12.153	35.000	0.000
8.500	0.000	0.000	-163.300	82.352	-156.018	-203.870	12.852	35.000	0.000
8.500	0.000	0.000	-163.300	82.352	-156.018	-203.870	12.852	35.000	0.000

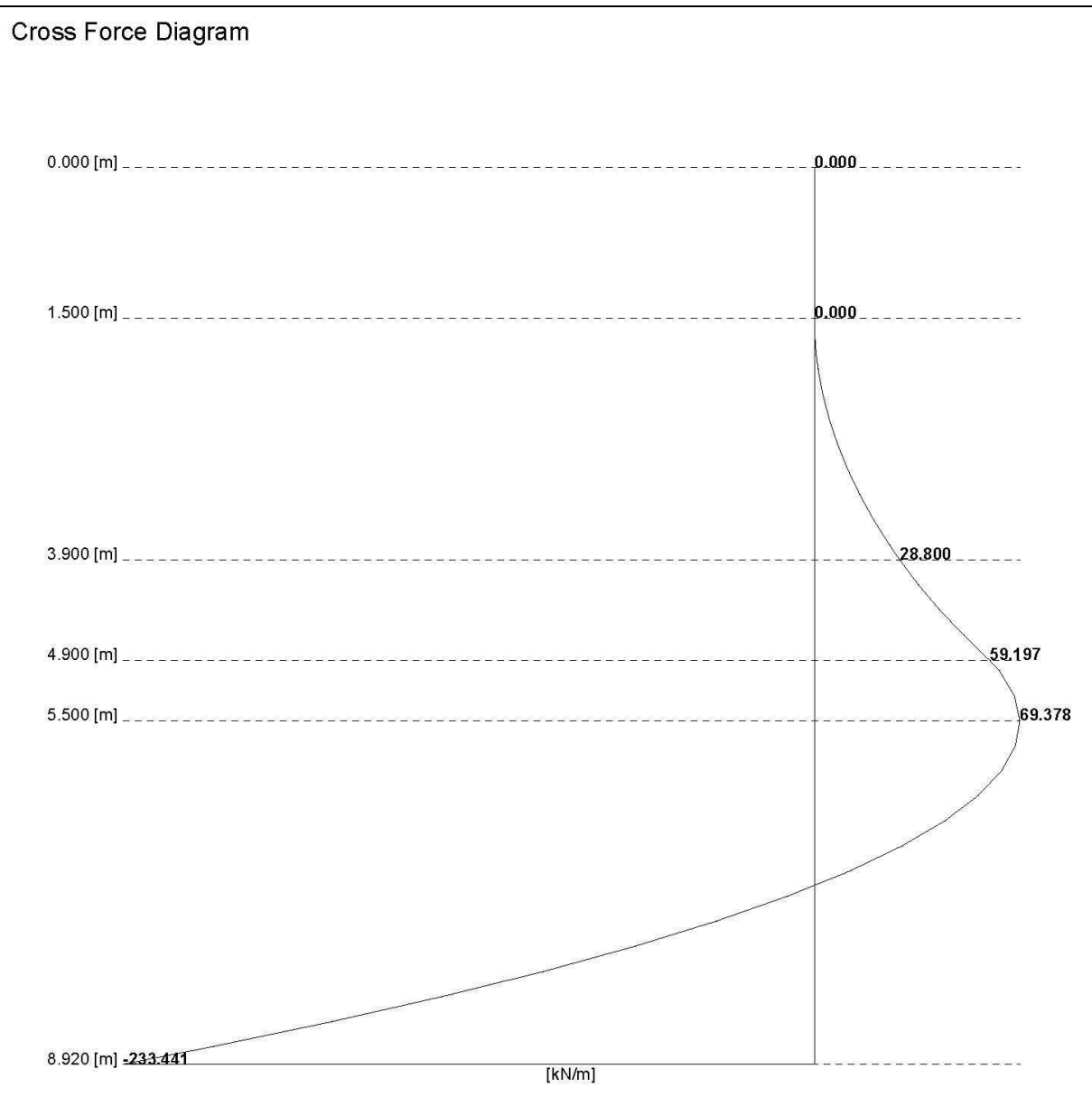
Depth [m]	Deflection [m]	Rotation [Rad]	Cross Force [kN/m]	Moment [kNm/m]	Total Pressure [kN/m2]	Earth Pressure in Front [kN/m2]	behind [kN/m2]	Water Pressure [kN/m2]	Userdefined Pressure [kN/m2]
8.750	0.000	0.000	-203.939	36.515	-169.095	-217.645	13.550	35.000	0.000
8.750	0.000	0.000	-203.939	36.515	-169.095	-217.645	13.550	35.000	0.000
8.920	0.000	0.000	-233.441	-0.640	-177.987	-227.012	14.025	35.000	0.000

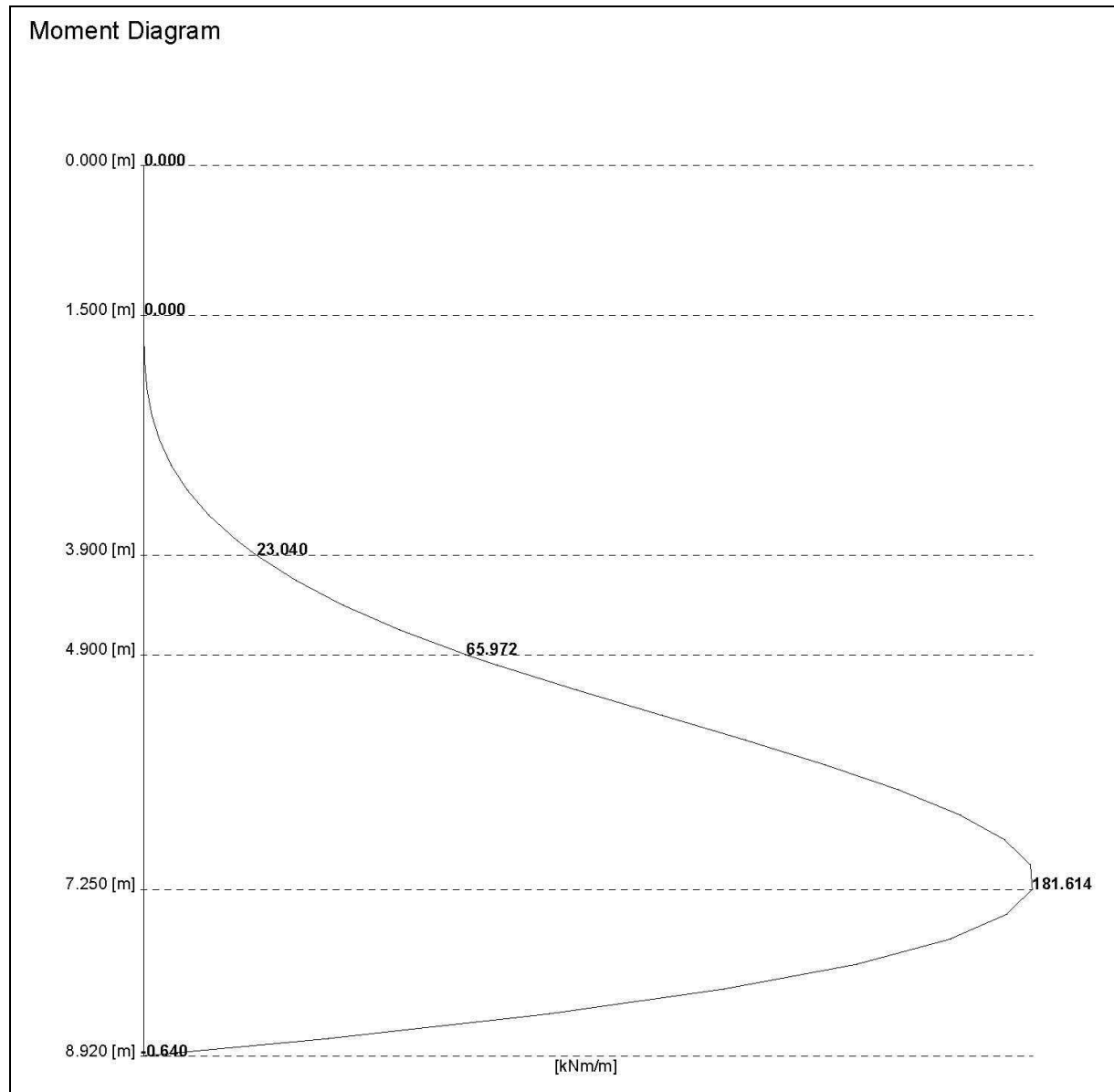
## Extremal Values

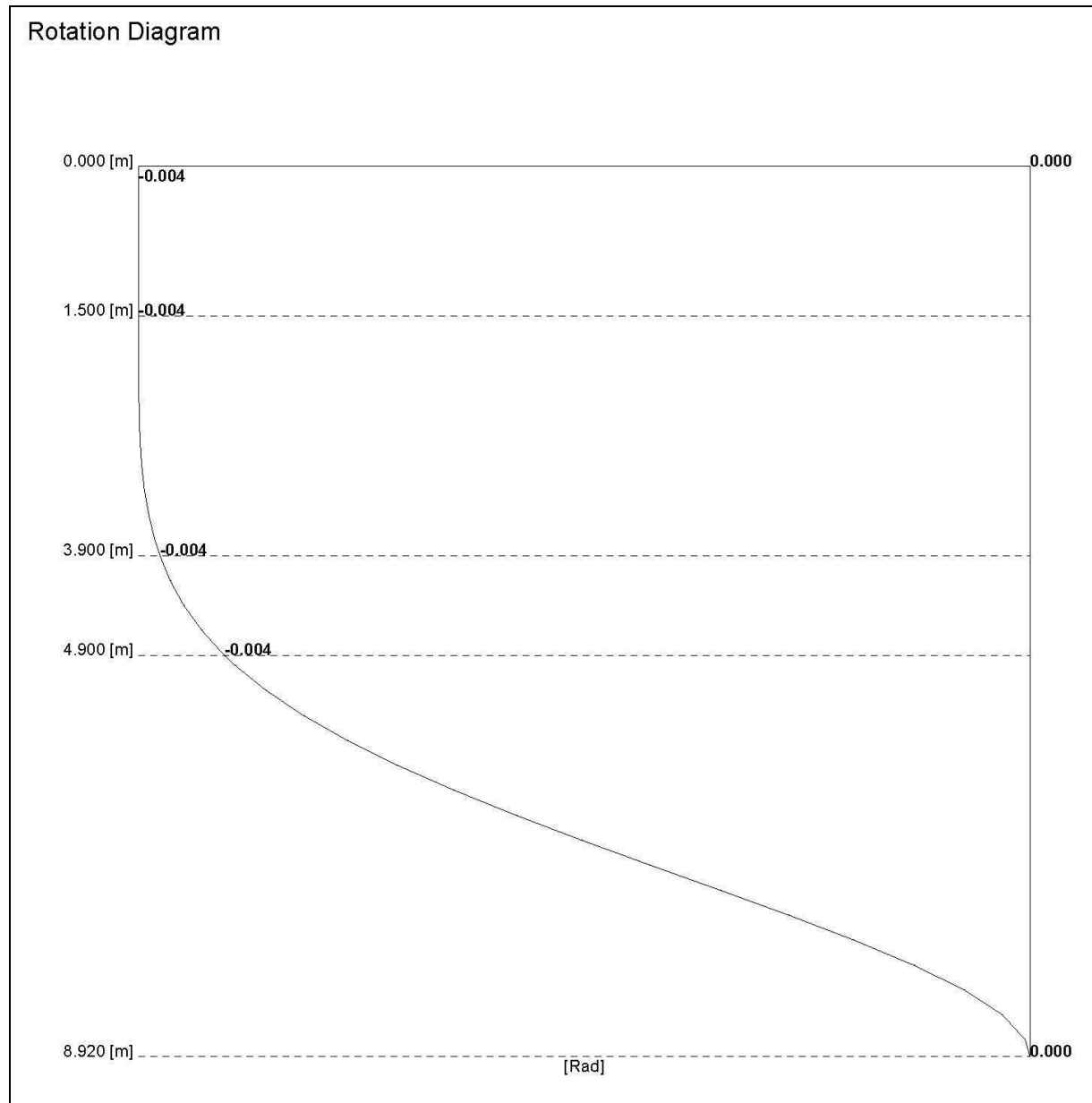
	z Min [m]	Min	z Max [m]	Max
Deflection [m]	0.000	-0.030	8.920	0.000
Cross Force [kN/m]	8.920	-233.441	5.500	69.378
Moment [kNm/m]	8.930	-2.984	7.150	182.084

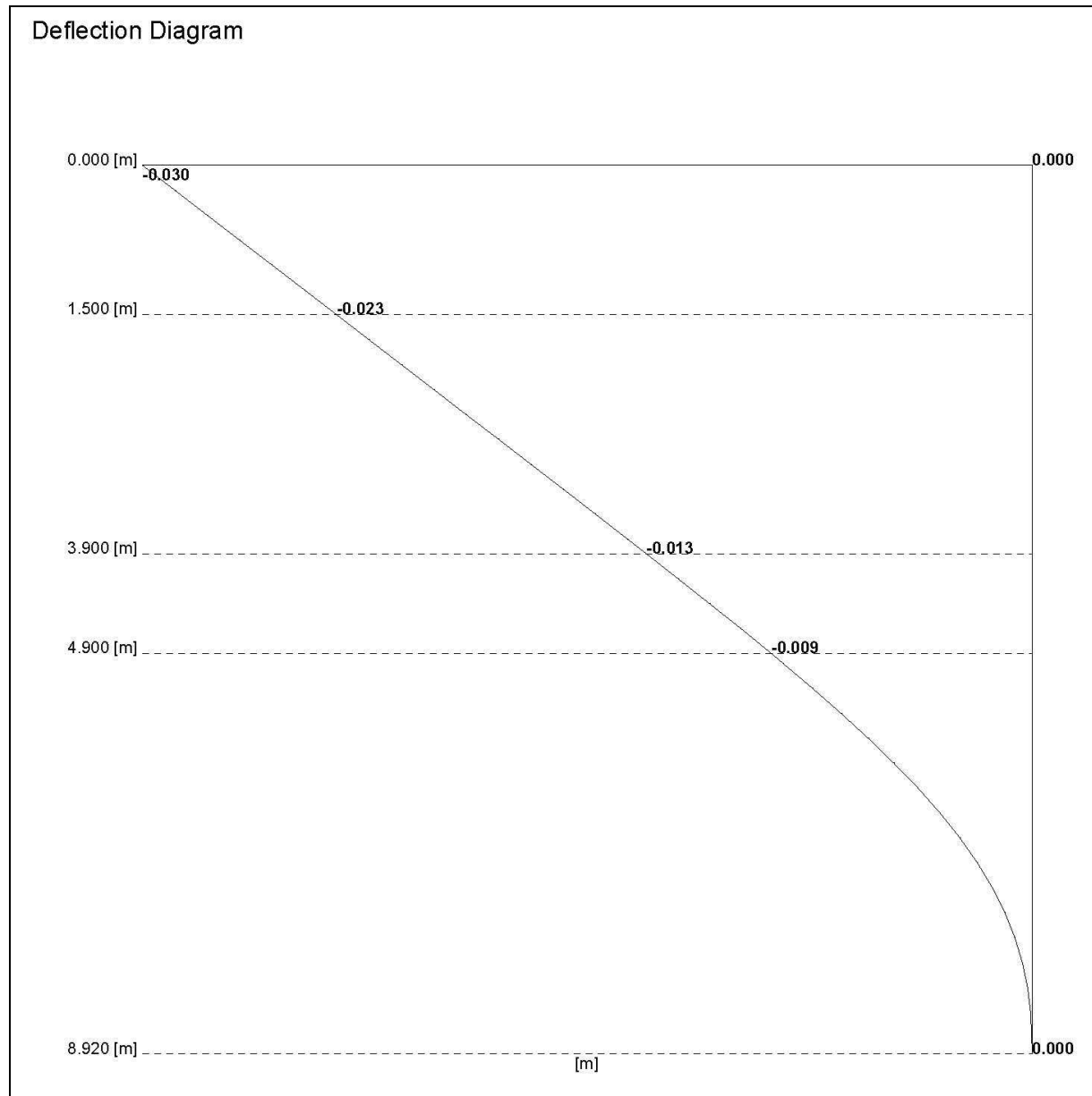
## Pile Check

		Depth [m]
Name	AZ 28-700	
Inertia [cm4/m]	63620.000	
Modulus [cm3/m]	2760.000	
Area [cm2/m]	200.200	
Mass [kg/m2]	157.200	
Steel Grade [N/mm2]	355.000	
Minimal Moment [kNm/m]	-2.984	8.930
Maximal Moment [kNm/m]	182.084	7.150
Normal Forces at Max. Moment [kN/m]	-156.667	8.930
Normal Forces at Min. Moment [kN/m]	-54.283	7.150
Deflection at Min. Moment [m]	0.000	8.930
Deflection at Max. Moment [m]	-0.001	7.150
Min. Stress at Min. Moment [N/mm2]	-8.907	8.930
Max. Stress at Min. Moment [N/mm2]	-6.744	8.930
Min. Stress at Max. Moment [N/mm2]	-68.658	7.150
Max. Stress at Max. Moment [N/mm2]	63.235	7.150
Safety > Req. Safety = 1.500	5.171	
Sheet Pile Top Level [m]	0.000	
Sheet Pile Tip Level [m]	10.422	
Sheet Pile Length [m]	10.422	
Included OverLength [m]	1.502	
Vertical Equilibrium [kN/m]	-71.702	
Anchor Force (horiz.) [kN/m]	0.000	











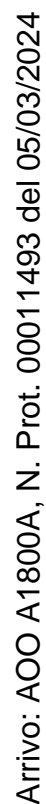
Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024



**Riepilogo risultati e verifiche SLU – Combinazione A2+M2+R1**

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.21 D.A. NTC2018:  
A2+M2+R1 (Stage 2)

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.73 D.A. NTC2018:  
A2+M2+R1 (Stage 2)

**Risultati Elementi parete (Beam)**

Palancola

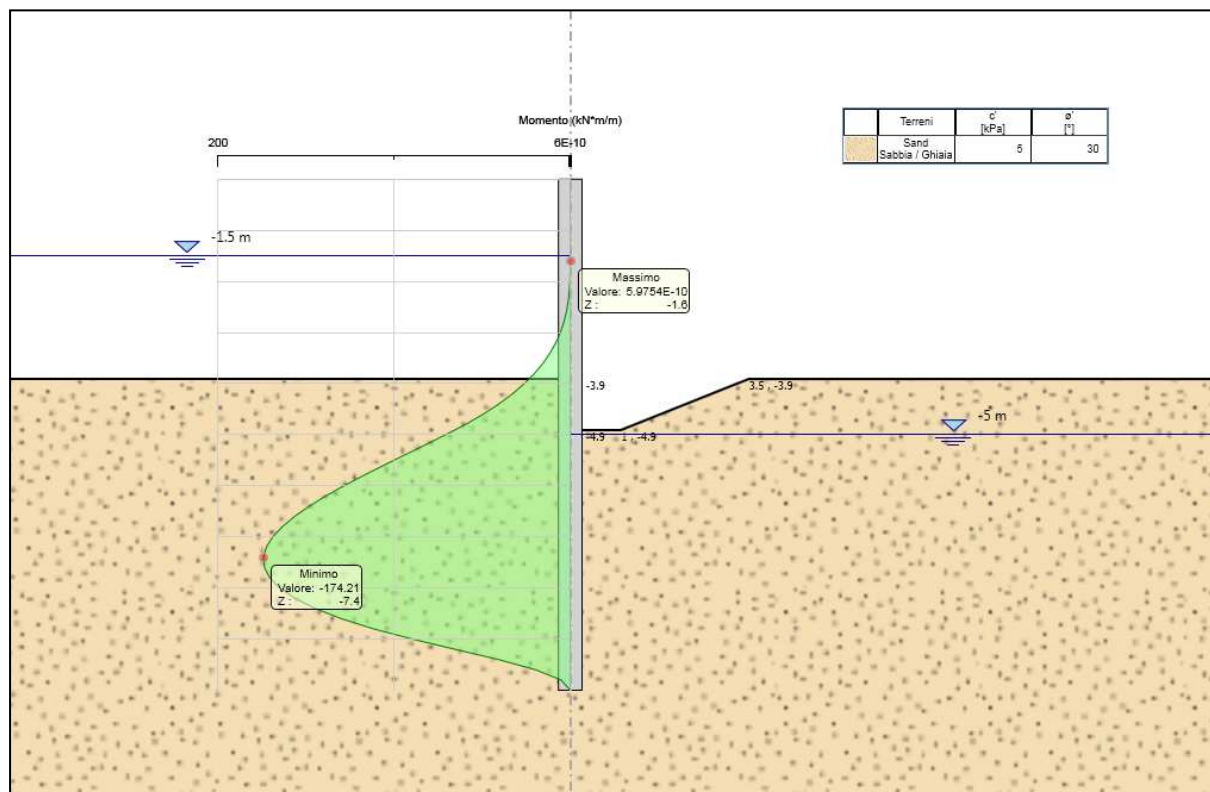
Max. momento (assoluto) [kNm/m] 174.21 Z = -7.4 m D.A. NTC2018:  
A2+M2+R1 (Stage 2)

Max. taglio [kN/m] 123.37 Z = -9.4 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 2)

SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.187 Z = -7.4 m D.A.

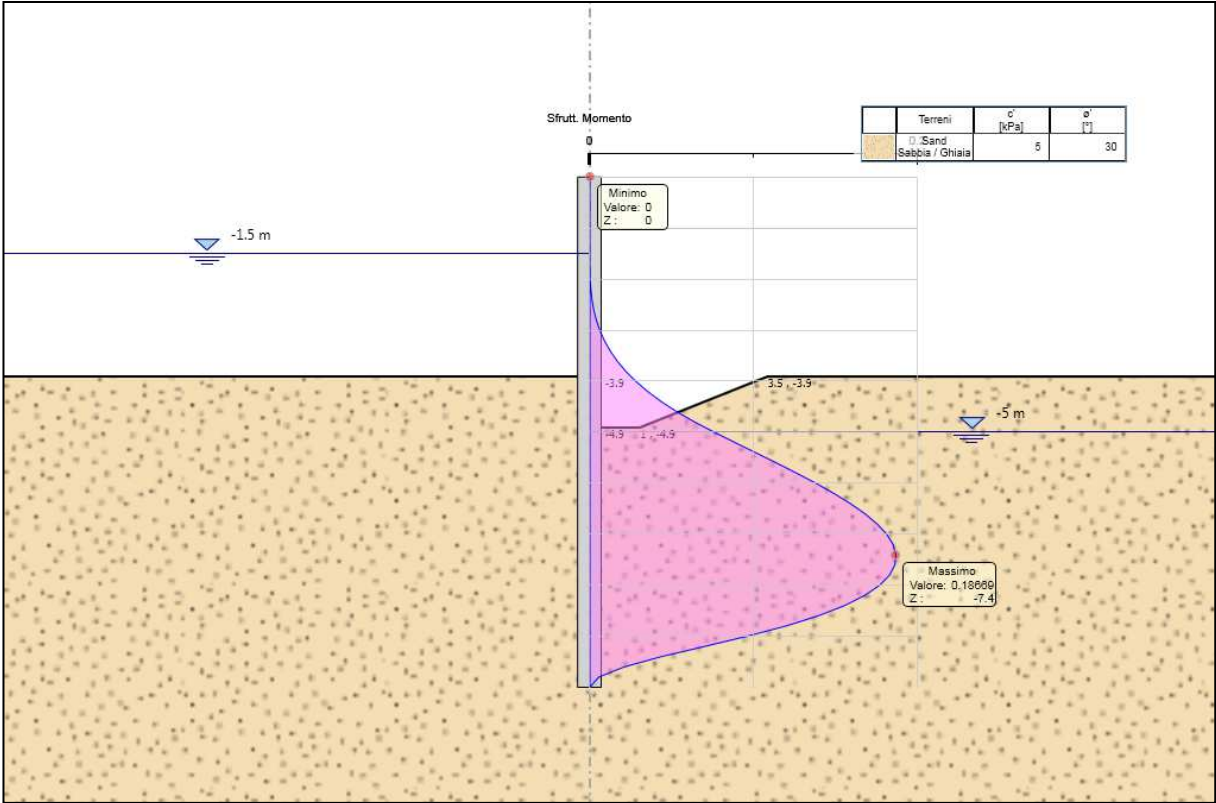
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 2)

SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.075 Z = -9.2 m D.A. NTC2018:  
A2+M2+R1 (Stage 2)

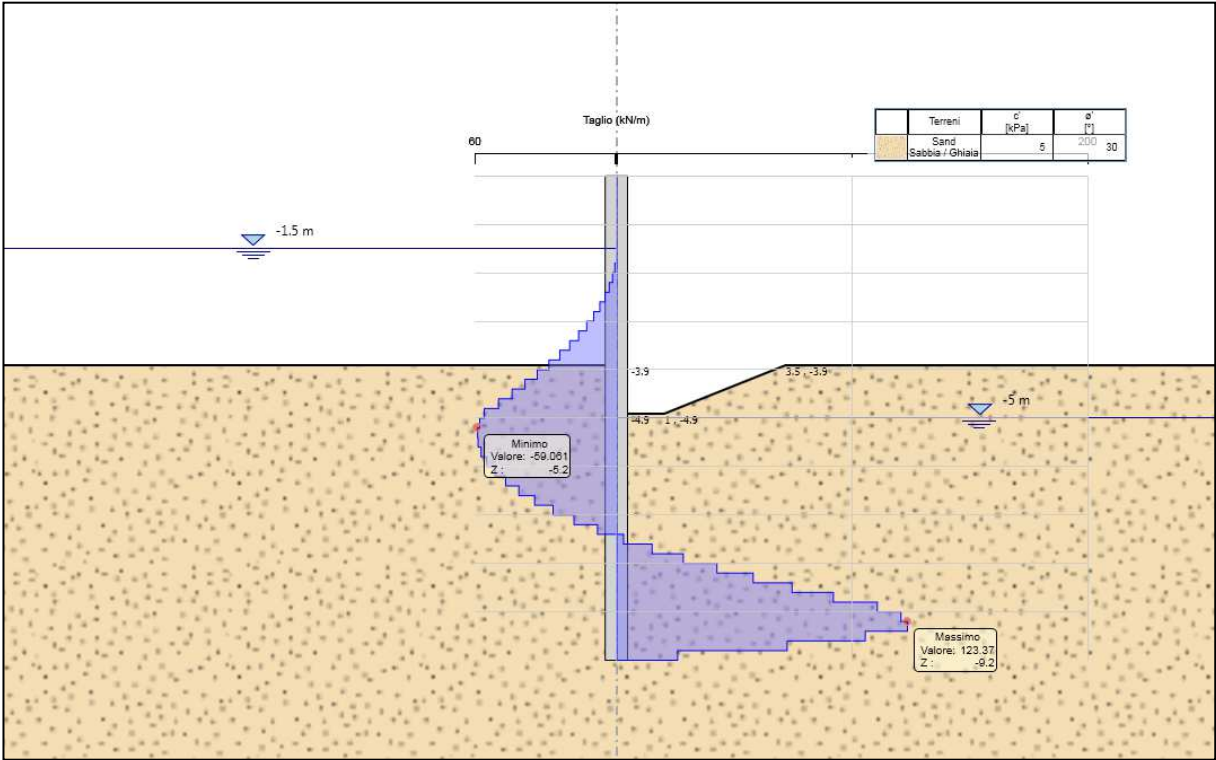
**MOMENTO FLETTENTE**

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

SFRUTTAMENTO RESISTENZA A MOMENTO FLETTENTE



TAGLIO



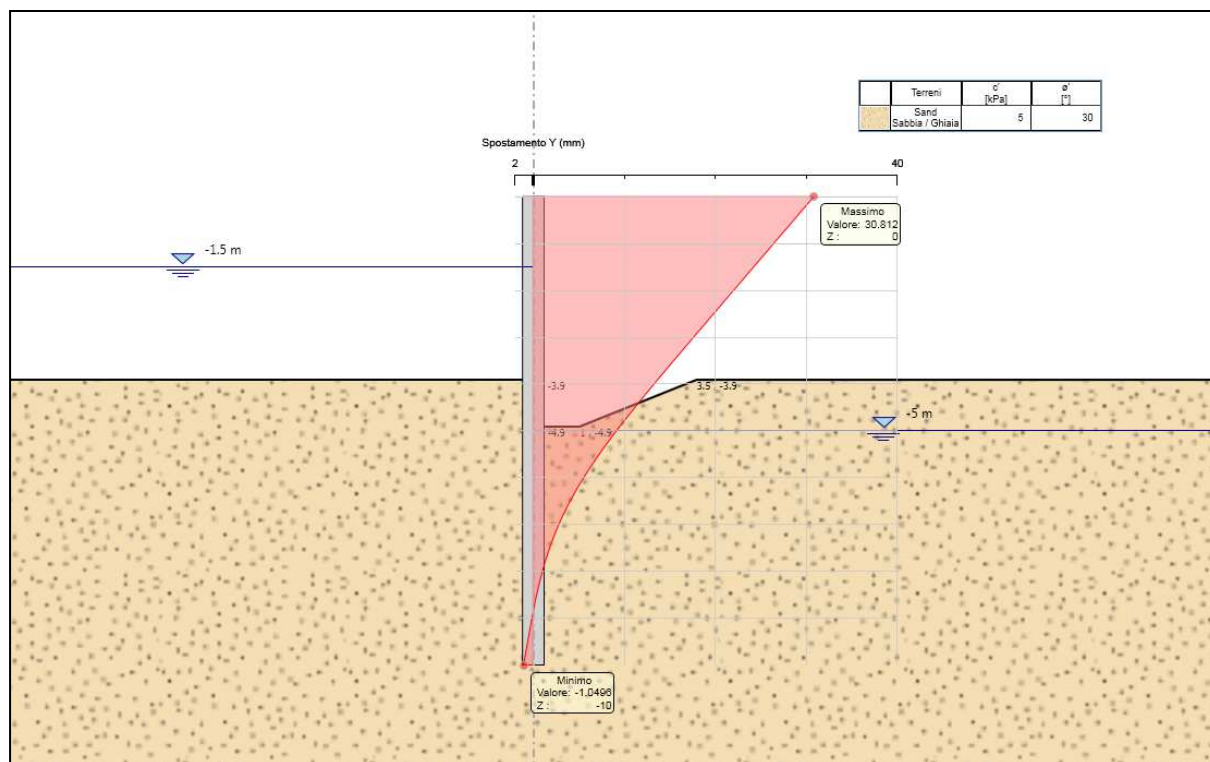
### **Riepilogo risultati e verifiche SLE – Combinazione Rara / Frequente / QP**

Min. spostamento laterale [mm]	-1.05	Z = -10 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)
Max. spostamento laterale [mm]	30.81	Z = 0 m	D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)	0.08		D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)	0.37		D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)

### Risultati Elementi parete (Beam)

Palancola Max. momento (assoluto) [kNm/m] 132.63 Z = -6.6 m D.A.  
 NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)  
 Max. taglio [kN/m] 59.41 Z = -8.6 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi  
 Permanente) (Stage 2)  
 SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.142 Z = -6.6 m D.A.  
 NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)  
 SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.036 Z = -8.4 m D.A. NTC2018:  
 SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 2)

## DEFORMAZIONE MASSIMA A SLE



**Si può, quindi, concludere come le verifiche geotecniche (deformazione paratia) e le verifiche strutturali in esercizio possano ritenersi adeguatamente soddisfatte con spostamenti entro i limiti massimi ammissibili e con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro l' 80% di  $f_{yk}$  per l'acciaio.**

Si riporta, infine, la **verifica a sifonamento** (filtrazione) delle palancole, a stato limite di esercizio, considerando un battente idrico di 2,4 m, in condizioni di tensioni efficaci (condizioni drenate):

Al fine dell'assunzione dei coefficienti di combinazione delle azioni previsti dalla *tabella 6.2.III delle N.T.C.-2018*, la falda, ovvero il livello idrico di monte nel Roggione di Palazzolo, è stata assimilata cautelativamente ad un carico permanente sfavorevole (coefficiente moltiplicativo pari a 1,5) mentre i pesi propri delle strutture e del terreno sono stati assunti tal quali (coefficiente moltiplicativo pari a 0,9).

Deve essere, pertanto, verificata la seguente relazione:

$$\gamma_{G,inst} \leq \gamma_{G,std}$$

L'azione instabilizzante vale:

$$\gamma_{G,inst} = 1,5 \cdot \gamma_w \cdot H_c = 1,5 \times 10 \times 1,2 \cong 18,0 \text{ kPa}$$

Mentre l'azione stabilizzante è data dalla seguente espressione:

$$\gamma_{G,std} = 0,9 \cdot \gamma \cdot D = 0,9 \times 9 \times 5,1 \cong 41,3 \text{ kPa}$$

dove:

- $H_c$  è l'altezza critica della componente idrodinamica della pressione interstiziale, cautelativamente assunta pari a circa  $0,5 \times H$ , con  $H$  = battente idrico di 2,4 m.
- $D$  è la profondità di infissione minima della palancola, nel caso di massimo scavo, assunta pari a 5,1 m.

Essendo, pertanto,  $\gamma_{G,std} \cong 41,3 \text{ kPa} > \gamma_{G,inst} \cong 18,0 \text{ kPa}$ , **la verifica a sifonamento può ritenersi soddisfatta a meno di un coefficiente di sicurezza almeno pari a circa 2,3, il quale può essere ritenuto congruo e sufficiente in considerazione della finalità provvisoria e temporanea cantieristica dell'opera di sostegno.**

**PARATIA DI SOSTEGNO PROVVISORIO DELLO SCAVO DEL POZZETTO DI VALLE DEL SIFONE  
TRA LE SEZIONI DI PROGETTO N. 35 E N. 36 (INTERVENTO N. 6):**

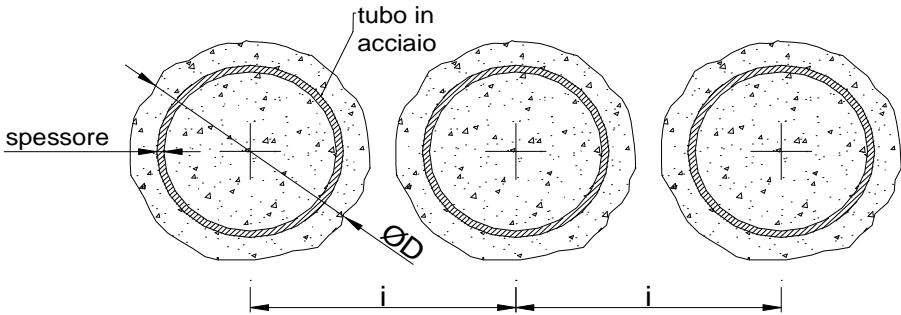
Le paratia sarà realizzata in micropali Ø 200 mm con armatura costituita da tubolari in acciaio Ø 168,3 x 8 mm disposti ad interasse di 30 cm circa ed avranno un'altezza massima fuori terra pari a circa 5,8 m, per una profondità di infissione pari a circa 4,2 m e per uno sviluppo complessivo in altezza di 10,0 m.

Si evidenzia che, stante la funzione cantieristica della paratia in argomento, con durata inferiore a 2 anni, le verifiche sono state condotte esclusivamente per lo stato limite di esercizio, senza considerare la componente di azione sismica e verificando, in particolare, l'ammissibilità delle deformazioni dell'opera con la funzione provvisoria temporanea prevista e il momento resistente della struttura.

I calcoli e le verifiche sono stati condotti con l'ausilio del codice di calcolo ad elementi finiti *Paratie Plus*, descritto al *paragrafo 4.7* della presente relazione.

Si riportano nel seguito il modello di calcolo, i risultati ottenuti e le relative verifiche geotecniche e strutturali:

Valutazione Inerzia e Spessore Equivalente Paratia Berlinese in Micropali o Jetting



GEOMETRIA

Diametro micropali o jetting	D	200 [mm]
Raggio	R	100 [mm]
Interasse	i	300 [mm]
Area sezione	A	31415.9 [mm <sup>2</sup> ]
Inerzia iniezione	I	7.854E+07 [mm <sup>4</sup> ]

Diametro tubo d'armatura	Da	168.3 [mm]
Spessore tubo d'armatura	s	8 [mm]
Area armatura	Aa	4028.8 [mm <sup>2</sup> ]
Inerzia armatura	Ia	1.297E+07 [mm <sup>4</sup> ]

MATERIALI

malta di iniezione

C25/30

Resistenza cubica	Rck	30 [MPa]
Resistenza cilindrica	fck	25 [MPa]
Resistenza cilindrica media	fc <sub>m</sub>	33 [N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico	E <sub>cs</sub>	31476 [N/mm <sup>2</sup> ]

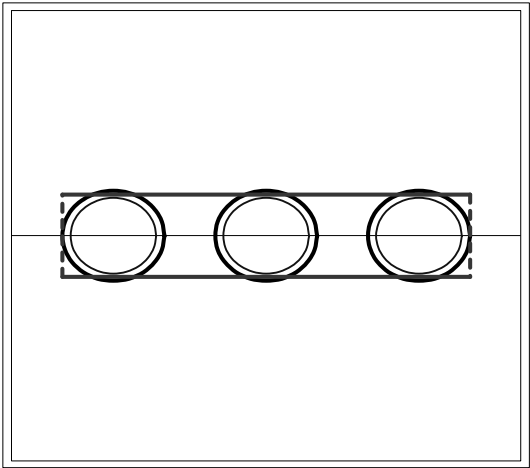
Acciaio

Modulo elastico armatura	Ea	210000 [MPa]
--------------------------	----	--------------

- omogeneizza alla malta
- omogeneizza all'armatura

Rigidezza complessiva	EI	15.96 [MN m <sup>2</sup> ]
-----------------------	----	----------------------------

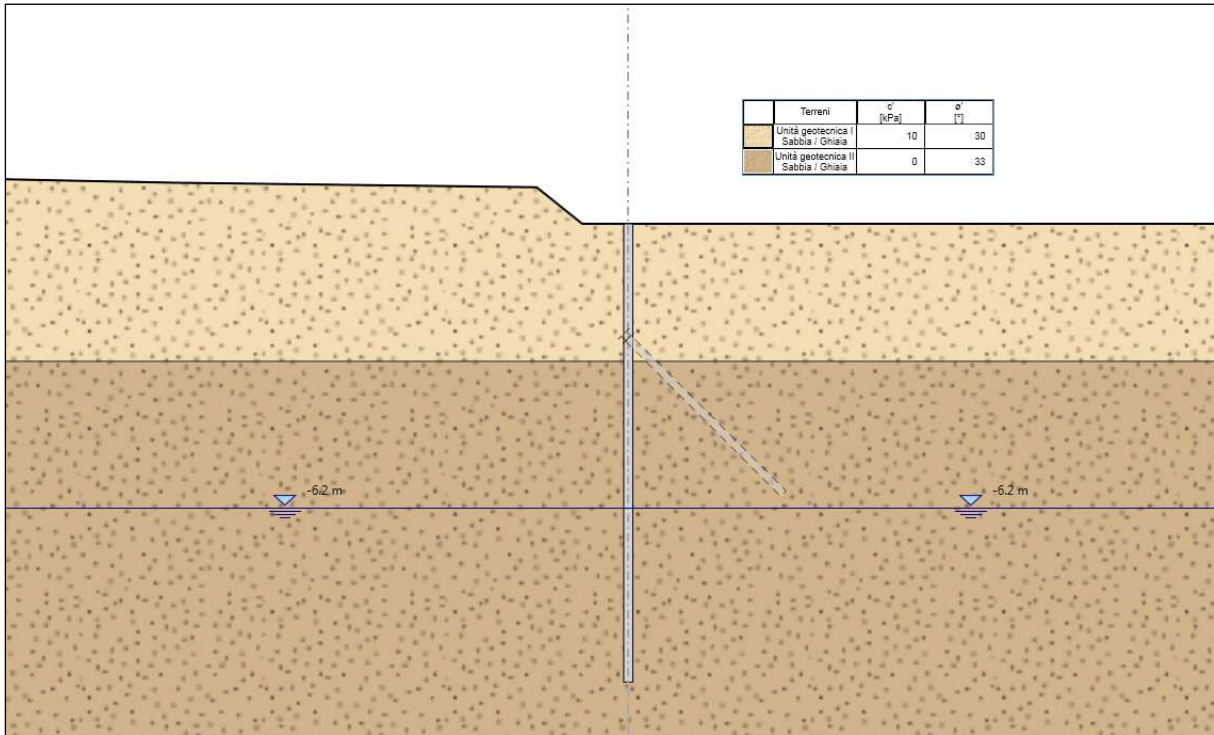
Spessore equivalente	Seq	182.6 [mm]
----------------------	-----	------------



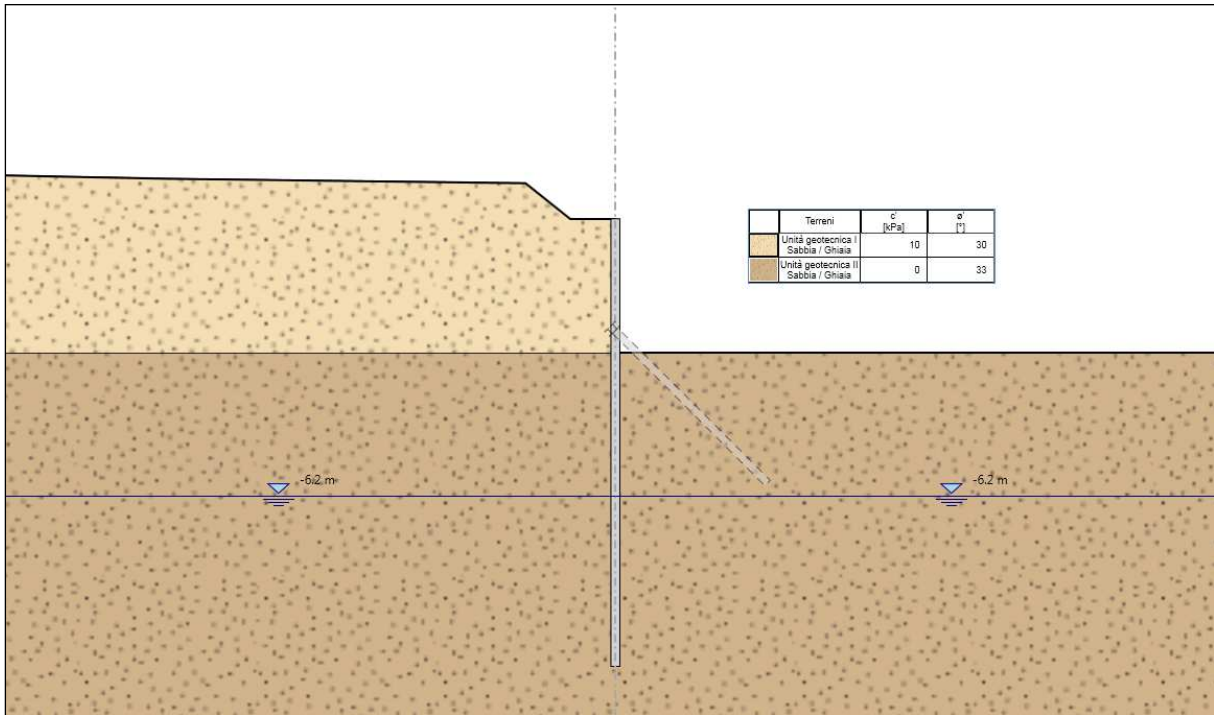


Si riportano, quindi, aggiuntivamente nel seguito anche le verifiche condotte con l’ausilio del codice di calcolo *Paratie Plus*:

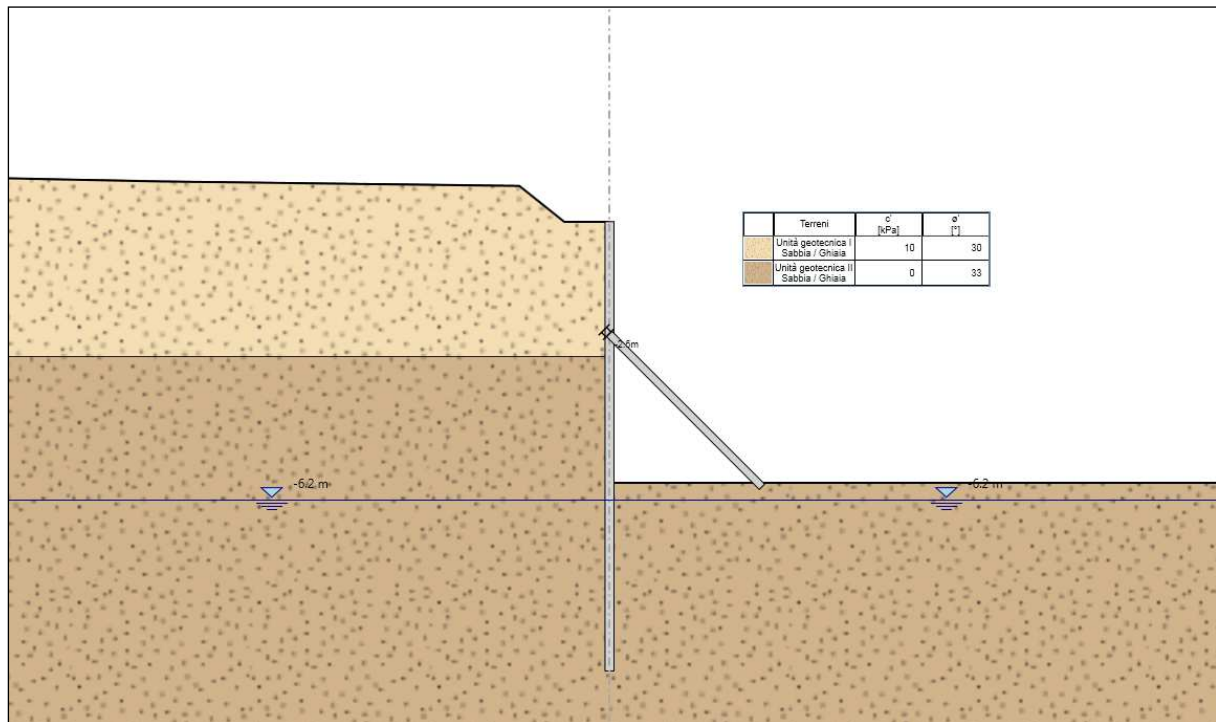
**FASE DI SCAVO “0”**



**FASE DI SCAVO “1”**





**FASE DI SCAVO “2” (FASE FINALE)**

Al fine del necessario sostegno alla paratia provvisoria nella condizione di massimo scavo è stata prevista la posa di puntelli metallici costituiti da profili tubolari  $\varnothing 139,7 \times 10$  mm, disposti ad interasse di 2,0 m circa, aventi lunghezza pari a circa 4,6 m, opportunamente ancorati in fondazione mediante cordolo in c.c.a. e ai tubolari della paratie mediante doppio profilo HEA 160 a saldare (si rimanda al pertinente elaborato grafico per i dettagli costruttivi). I puntelli, preferiti ai tiranti per via della vicinanza con il rilevato arginale, avranno la sola funzione provvisoria ai fini della realizzazione dei pozzetti di testata dell'attraversamento e dovranno essere posati a settori, ovvero secondo il seguente schema sequenziale:

- 1) Sbancamento superficiale ed esecuzione paratia.
- 2) Scavo sino alla fase 1 e realizzazione trave di ripartizione puntelli.
- 3) Scavo parziale fase 2 – settore di circa 2,0 m.
- 4) Installazione puntello metallico.
- 5) Prosecuzione scavo e installazione dei restanti puntelli, sempre per settori di ampiezza pari a circa 2,0 m. In corrispondenza del pozzetto di testata posizionamento ad interasse di circa 4,6 m.

Riepilogo risultati e verifiche SLE – Combinazione Rara / Frequente / QP

Min. spostamento laterale [mm] -0.17 Z = -10 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 3)  
Max. spostamento laterale [mm] 12.36 Z = -4.5 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 3)  
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.07 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 1)  
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.43 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 3)

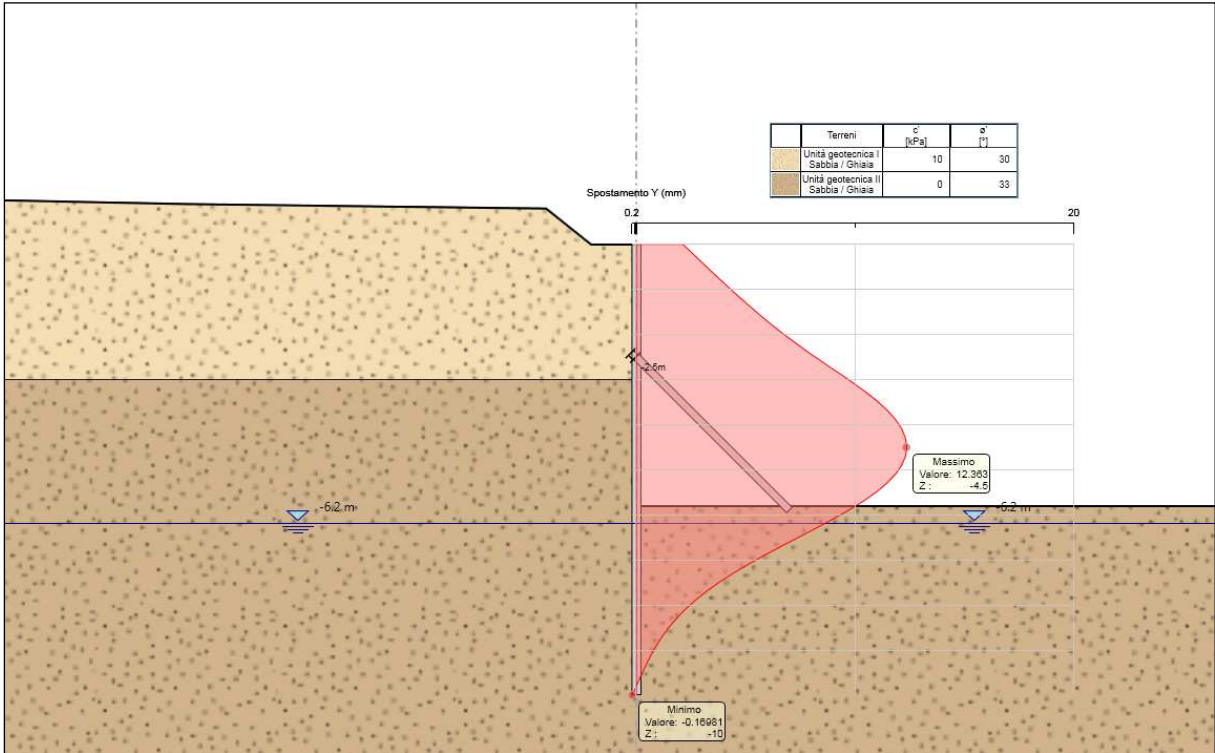
Risultati Elementi parete (Beam)

Paratia Max. momento (assoluto) [kNm/m] 46.15 Z = -4.7 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 3)  
Max. taglio [kN/m] 42.69 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 3)  
SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.199 Z = -4.7 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 3)  
SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.026 Z = -2.5 m D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 3)

Risultati elementi mono-dimensionali (Raker)

Raker Max. forza (ass.) [kN/m] 70.63 D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 3)  
Trave di rip.:Max. coeff. sfrutt. 0.25 STEEL D.A. NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 3) (Trave di ripartizione 2xHEA160 acciaio classe S275)

DEFORMAZIONE MASSIMA A SLE



**Riepilogo risultati e verifiche SLU – Combinazione A2+M2+R1**

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.11 D.A. NTC2018:  
A2+M2+R1 (Stage 1)

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.71 D.A.  
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 3)

**Risultati Elementi parete (Beam)**

Paratia Max. momento (assoluto) [kNm/m] 78.53 Z = -5.1 m D.A.  
NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 3)

Max. taglio [kN/m] 72.85 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 3)

SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.339 Z = -5.1 m D.A.

NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 3)

SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.044 Z = -2.5 m D.A. NTC2018:  
A2+M2+R1 (Stage 3)

**Risultati elementi mono-dimensionali (Raker)**

Raker Max. forza (ass.) [kN/m] 135.56 D.A. NTC2018: A2+M2+R1  
(Stage 3)

Trave di rip.:Max. coeff. sfrutt. 0.48 STEEL D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Sta-  
ge 3) (Trave di ripartizione 2xHEA160 acciaio classe S275)

**Riepilogo risultati e verifiche SLU – Combinazione A1+M1+R1**

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.07 D.A. NTC2018:  
A1+M1+R1(Stage 1)

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.43 D.A. NTC2018:  
A1+M1+R1 (Stage 3)

**Risultati Elementi parete (Beam)**

Paratia Max. momento (assoluto) [kNm/m] 59.99 Z = -4.7 m D.A.  
NTC2018: A1+M1+R1 (Stage 3)

Max. taglio [kN/m] 55.5 Z = -2.7 m D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (Stage 3)

SteelWord: massimo struttamento in flessione 0.259 Z = -4.7 m D.A.

NTC2018: A1+M1+R1 (Stage 3)

SteelWord: massimo struttamento a taglio 0.033 Z = -2.5 m D.A. NTC2018:  
A1+M1+R1(Stage 3)

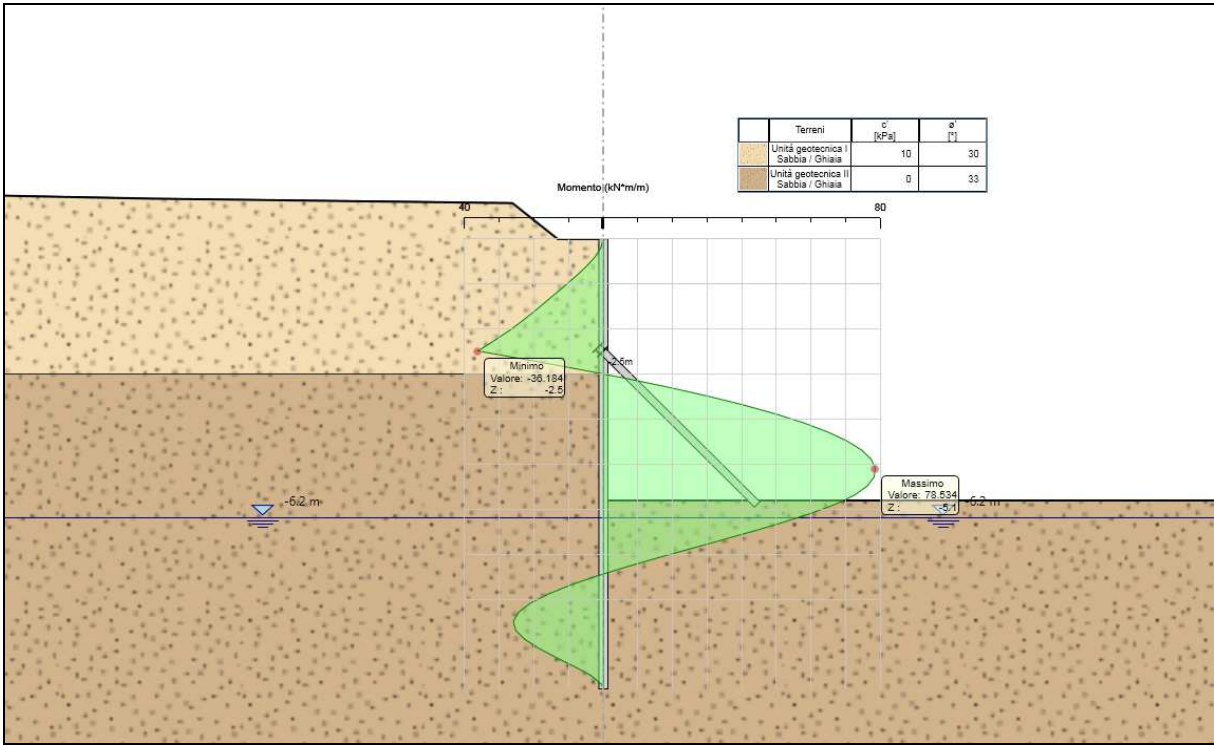
**Risultati elementi mono-dimensionali (Raker)**

Raker Max. forza (ass.) [kN/m] 91.81 D.A. NTC2018: A1+M1+R1(Stage 3)

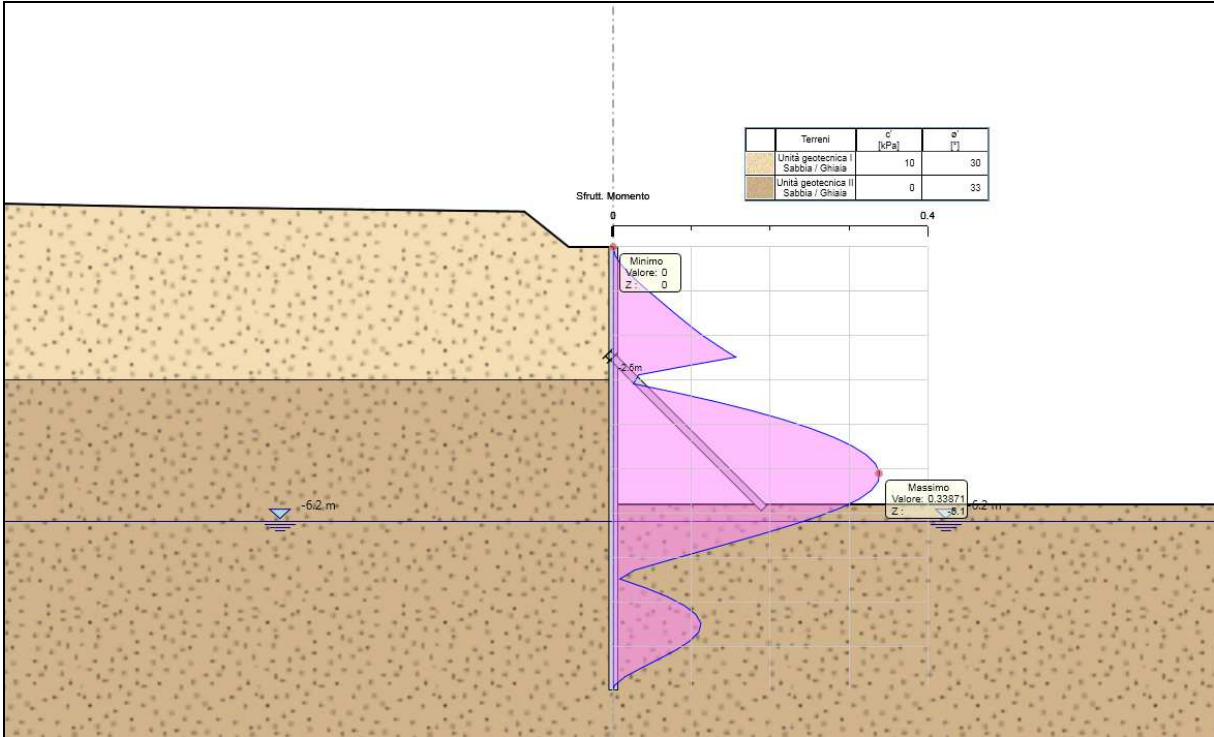
Trave di rip.:Max. coeff. sfrutt. 0.33 STEEL D.A. NTC2018: A1+M1+R1 (Sta-  
ge 3) (Trave di ripartizione 2xHEA160 acciaio classe S275)

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

MOMENTO FLETTENTE

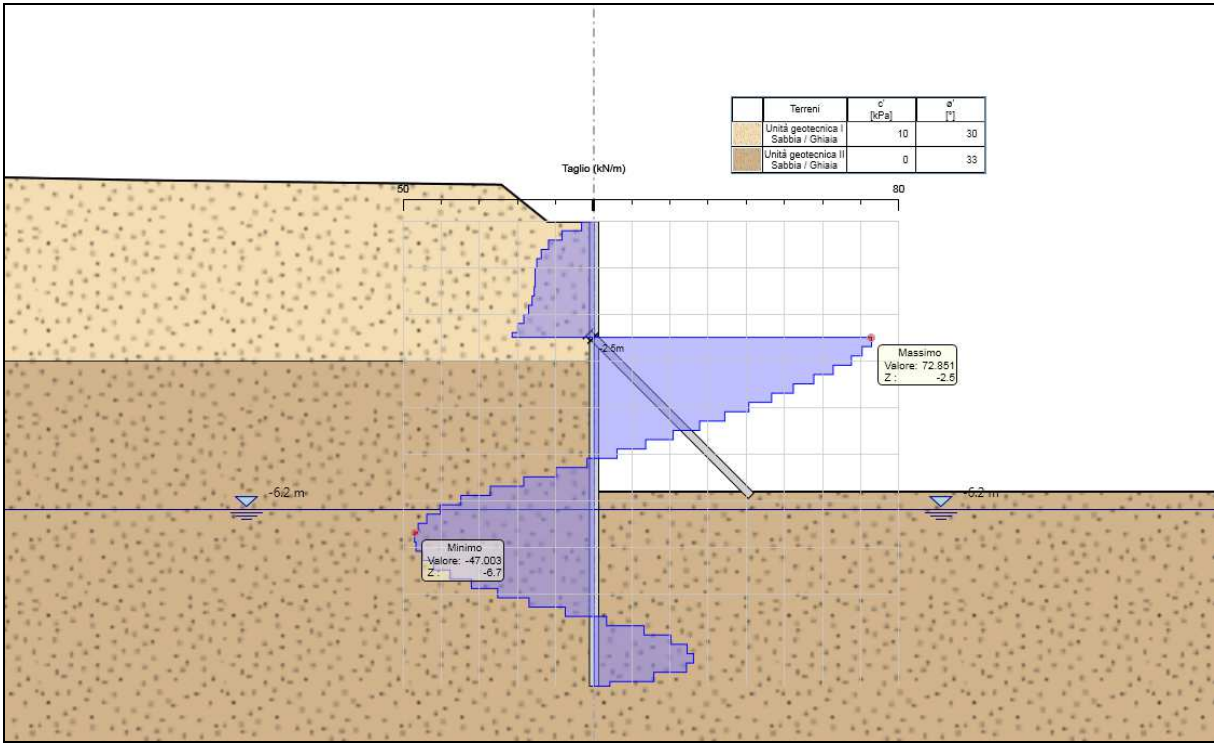


SFRUTTAMENTO RESISTENZA A MOMENTO FLETTENTE

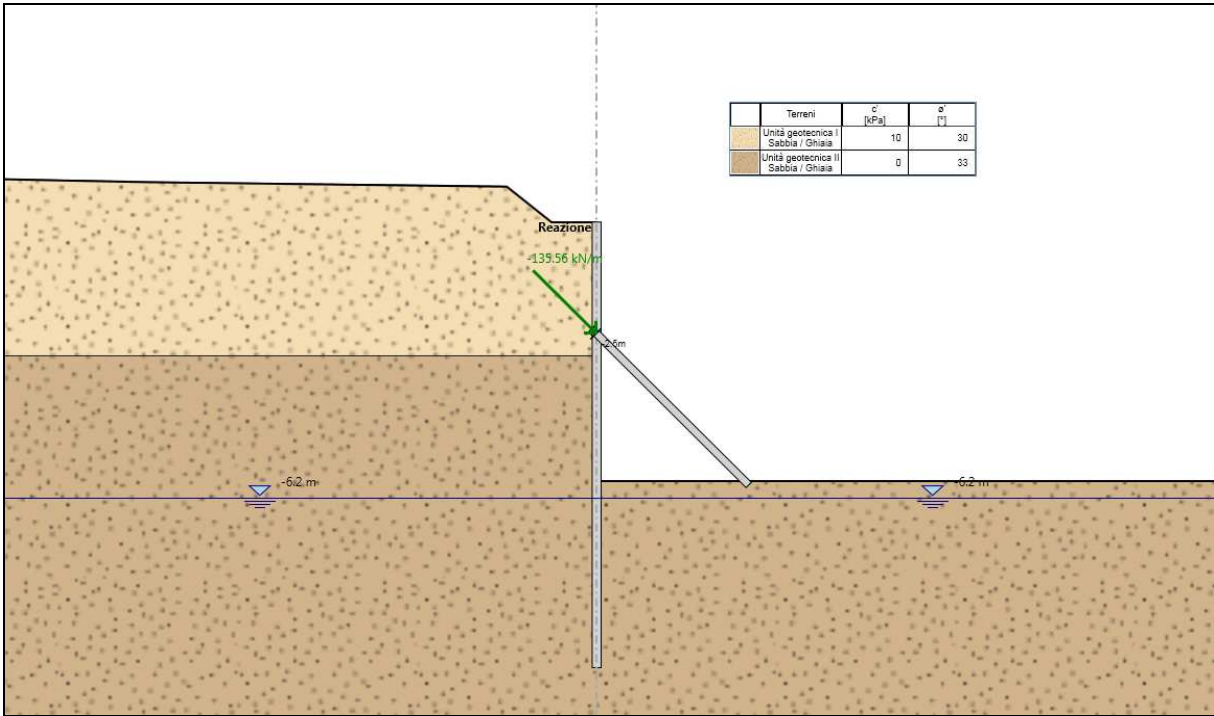


Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

TAGLIO



REAZIONE VINCOLARE MASSIMA SU PUNTELLI DI CONTRASTO Ø 168,3 x 8 mm





La tabella seguente riassume i risultati di calcolo e le principali verifiche geotecniche e strutturali per la paratia provvisoria in argomento, le quali possono essere ritenute soddisfatte e, in tal senso, compatibili con le esigenze cantieristiche dei lavori:

**PARATIA PROVVISORIA H 10,0 m**

<b>SINTESI PRINCIPALI DELLE VERIFICHE</b>		
<b>Spostamento massimo [cm]</b>	<b>Spostamento ammissibile [cm]</b>	<b>Verifica</b>
$\cong 1,2$	$\cong 5,0$	soddisfatta
<b>Momento flettente di calcolo <math>M_d</math> [kNm]</b>	<b>Momento flettente resistente <math>M_r</math> [kNm]</b>	<b>Verifica</b>
$\cong 79$	$\cong 230$	soddisfatta

Tabella 12 – Riepilogo dei risultati e delle verifiche della paratia provvisoria.

**Si può, quindi, concludere come le verifiche geotecniche (deformazione paratia) e le verifiche strutturali in esercizio possano ritenersi adeguatamente soddisfatte con spostamenti entro i limiti massimi ammissibili e con valori di tensione nei materiali compatibili con l'uso previsto dell'opera e contenute entro l' 80% di  $f_{vk}$  per l'acciaio.**

I puntelli metallici provvisori saranno fissati mediante piastre in acciaio e tirafondi o tasselli metallici ad una fondazione a plinto in c.c.a. avente dimensioni minime pari a m 1,0 x 1,0 x 0,40 h, dei quali è stata eseguita la pertinente verifica a capacità portante, considerando l'azione assiale trasferita dal puntello nella combinazione di calcolo della paratia A1+M1+R1 e una componente orizzontale pari al 50% circa di quella assiale.

Si riporta, nel seguito, la **verifica a capacità portante** del sistema terreno-fondazione per la **combinazione A1+M1+R3** prevista dalle N.T.C.-2018, eseguita con la formulazione di *Brinch-Hansen* e la pertinente **verifica a scorrimento**. Non sono state considerate le componenti sismiche in quanto trattasi di opera provvisoria avente funzionalità cantieristica.

**Verifica combinazione A1+M1+R3**

eccentricità in x [e <sub>x</sub> ]	0,00	m
eccentricità in y [e <sub>y</sub> ]	0,00	m
B'	1,00	m
L'	1,00	m
Profondità fondazione	0,40	m
m	1,50	
N <sub>y</sub>	35,19	
N <sub>q</sub>	26,09	
N <sub>c</sub>	38,64	
i <sub>y</sub>	0,21	
i <sub>q</sub>	0,40	
i <sub>c</sub>	0,37	
s <sub>y</sub>	0,60	
s <sub>q</sub>	1,65	
s <sub>c</sub>	1,68	
b <sub>y</sub>	1,00	
b <sub>q</sub>	1,00	
b <sub>c</sub>	1,00	
g <sub>y</sub>	1,00	
g <sub>q</sub>	1,00	
g <sub>c</sub>	1,00	
d <sub>y</sub>	1,00	
d <sub>q</sub>	1,11	
d <sub>c</sub>	1,11	
<b>q<sub>lim</sub></b>	<b>329,3</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q * N_q * \alpha_q + c' * N_c * \alpha_c + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * \alpha_\gamma \cong 0,33 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della **resistenza di calcolo (valore di carico limite)** secondo le N.T.C.-2018 vale:

$$q_{lim,R3} = q_{lim} / \gamma_{Rs} = 0,33 / 2,3 \cong 0,14 \text{ N/mm}^2 \text{ (140 kN/m}^2\text{)} > q \cong 0,09 \text{ N/mm}^2$$

$$\mathbf{F.S.} \cong 0,33 \text{ N/mm}^2 / 0,09 \text{ N/mm}^2 \cong 3,6 > 2,3$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

$$H_d = 46.00 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\varphi') + c' B * L *$$

$$S_d = 64.75 \quad (\text{kN})$$

**Coefficiente di sicurezza allo scorrimento**

$$F_{\text{scorr}} = 1.41 > \gamma_R$$

**LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE E A SCORRIMENTO  
POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE**

I plinti saranno armati con doppio strato di armatura (inferiore e superiore) costituito da ferri di diametro 14 mm disposti a passo 20 cm, incrociati lungo le due direzioni della fondazione.



### 5.13. Fronti scavo per l'esecuzione delle opere

Il presente paragrafo riporta i risultati delle verifiche di stabilità dei fronti scavo provvisori per l'esecuzione dei lavori in funzione dei seguenti range di profondità:

- $H_{\text{scavo}} \leq 2,5 \text{ m.}$
- $H_{\text{scavo}} \leq 3,0 \text{ m.}$
- $H_{\text{scavo}} \leq 4,0 \text{ m.}$
- $H_{\text{scavo}} \leq 5,0 \text{ m.}$
- $H_{\text{scavo}} \leq 6,0 \text{ m.}$
- $H_{\text{scavo}} \leq 7,0 \text{ m.}$

Con riferimento agli elaborati grafici di progetto si è, dunque, proceduto alla verifica delle sezioni di scavo per la posa in opera e la realizzazione dei vari manufatti per altezze di scavo variabili da un minimo di circa 2,5 m ad un massimo di circa 7,0 m ed un'inclinazione delle sponde congiuntamente variabile. In corrispondenza del ciglio superiore degli scavi è stato applicato un sovraccarico distribuito pari a  $10,0 \text{ kN/m}^2$  dovuto allo stazionamento e/o al transito provvisorio dei mezzi d'opera in ambito cantieristico o allo stoccaggio temporaneo dei materiali e delle attrezzature per l'esecuzione dei lavori.

Le verifiche sono state trattate in termini di tensioni efficaci considerando, cautelativamente la falda a circa -1,0 m dal piano campagna sul lato di monte dello scavo e il suo drenaggio su quello di valle (interno scavo).

Trattandosi di opere provvisorie la cui durata progettualmente prevista è inferiore ai 2 anni, in relazione a quanto previsto al *paragrafo 2.4.1* delle N.T.C.-2018, nei calcoli non sono state considerate le azioni e le verifiche di tipo sismico.

Ai fini della stabilità del modello di calcolo è stato considerato un valore di coesione minimo pari a  $5 \text{ kPa}$  ( $0,05 \text{ kg/cm}^2$ ).

Si riportato, quindi, nel seguito i risultati ottenuti sulla base dei criteri di verifica descritti al *paragrafo 4.1* della presente relazione e del *Capitolo 6* delle N.T.C.-2018, per la **combinazione A2+M2+R2**, prevedendo l'opportuna riduzione dei parametri geotecnici del terreno e delle resistenze.

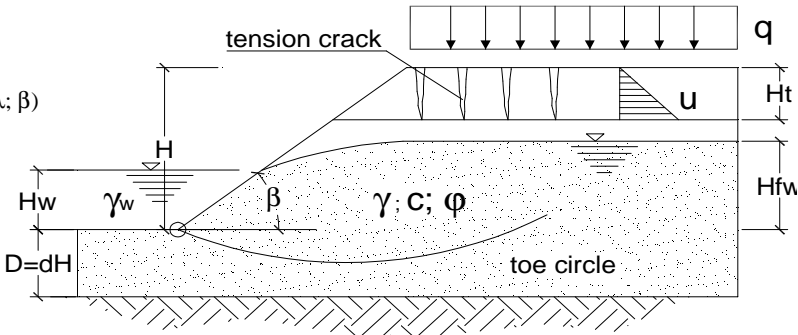
**FRONTE SCAVO H = 2,5 m – combinazione A2+M2+R2**

**DATI DI INPUT:**

Altezza complessiva dello scavo (H):	2,50	[ m ]
Profondità del substrato (D)	-	[ m ]
(n.b. : quando $\phi' = 0$ , la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio sull'orizzontale ( $\beta$ ):	40,00	[ ° ]
Coesione netta del terreno $c'$ (con applicazione coefficiente M2) (n.b. : $c' > 0$ ):	5,00	[ kPa ]
Angolo di attrito netto del terreno ( $\phi'$ ) (con applicazione coefficiente M2):	24,80	[ ° ]
Peso di unità di volume del terreno ( $\gamma$ ):	19,00	[ kN/m <sup>3</sup> ]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio ( $H_{fw}$ ) (n.b.: $H_{fw} \leq H$ ):	-1,00	[ m ]
Peso di unità di volume dell'acqua ( $\gamma_w$ )	10,00	[ kN/m <sup>3</sup> ]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10,00	[ kPa ]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio ( $H_w$ ) (n.b.: $H_w \leq H$ ):	0,00	[ m ]
Altezza della "tension crack" ( $H_t$ ):	0,00	[ m ]
Presenza di acqua nella "tension crack" u( $H_t$ )	no	[ m ]

**VERIFICHE DI STABILITA':**

- \* verifica in tensioni efficaci :  
 $\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi / (c + \mu_q \mu'_w)$ ;  $N = f(\lambda; \beta)$
- \* verifica in tensioni totali :  $N = f(\beta; d)$
- \* coeff. sovraccarico :  $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$
- \* coeff. sommersione :  $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$
- \* coeff. filtrazione :  $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$
- \* coeff. tension crack :  $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



**Riepilogo coefficienti**

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	$\lambda$	No
0,934	1,000	1,000	1,000	6,68	18,052

**Coefficiente di sicurezza N.T.C.-2018**

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c / (\gamma H + q - \gamma_w H_w) / \gamma_R$$

**Fs = 1,33**

Tale valore del coefficiente di sicurezza può essere ritenuto compatibile con le situazioni cantieristiche di scavo provvisorio.

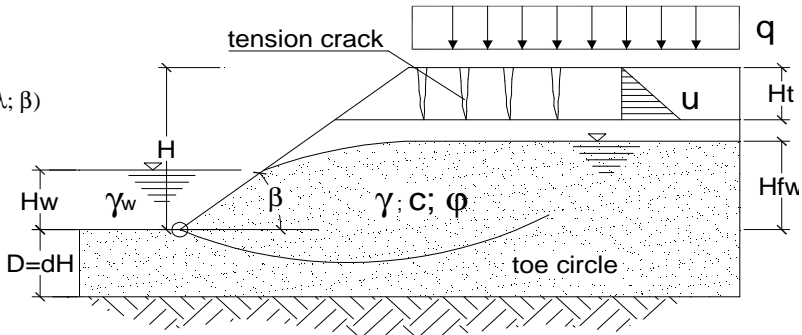
**FRONTE SCAVO H = 3,0 m – combinazione A2+M2+R2**

**DATI DI INPUT:**

Altezza complessiva dello scavo (H):	3,00	[ m ]
Profondità del substrato (D)	-	[ m ]
(n.b. : quando $\phi' = 0$ , la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio sull'orizzontale ( $\beta$ ):	40,00	[ ° ]
Coesione netta del terreno $c'$ (con applicazione coefficiente M2) (n.b. : $c' > 0$ ):	5,00	[ kPa ]
Angolo di attrito netto del terreno ( $\phi'$ ) (con applicazione coefficiente M2):	24,80	[ ° ]
Peso di unità di volume del terreno ( $\gamma$ ):	19,00	[ kN/m <sup>3</sup> ]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio ( $H_{fw}$ ) (n.b.: $H_{fw} \leq H$ ):	-1,00	[ m ]
Peso di unità di volume dell'acqua ( $\gamma_w$ )	10,00	[ kN/m <sup>3</sup> ]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10,00	[ kPa ]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio ( $H_w$ ) (n.b.: $H_w \leq H$ ):	0,00	[ m ]
Altezza della "tension crack" ( $H_t$ ):	0,00	[ m ]
Presenza di acqua nella "tension crack" u( $H_t$ )	no	[ m ]

**VERIFICHE DI STABILITA':**

- \* verifica in tensioni efficaci :  
 $\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi / (c + \mu_q \mu'_w)$ ;  $N = f(\lambda; \beta)$
- \* verifica in tensioni totali :  $N = f(\beta; d)$
- \* coeff. sovraccarico :  $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$
- \* coeff. sommersione :  $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$
- \* coeff. filtrazione :  $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$
- \* coeff. tension crack :  $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



**Riepilogo coefficienti**

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	$\lambda$	No
0,944	1,000	1,000	1,000	7,54	19,336

**Coefficiente di sicurezza N.T.C.-2018**

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c / (\gamma H + q - \gamma_w H_w) / \gamma_R$$

**Fs = 1,24**

Tale valore del coefficiente di sicurezza può essere ritenuto compatibile con le situazioni caratteristiche di scavo provvisorio.

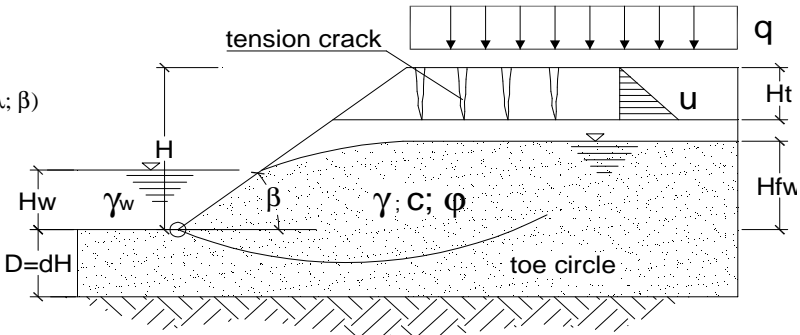
**FRONTE SCAVO H = 4,0 m – combinazione A2+M2+R2**

**DATI DI INPUT:**

Altezza complessiva dello scavo (H):	4,00	[ m ]
Profondità del substrato (D)	-	[ m ]
(n.b. : quando $\phi' = 0$ , la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio sull'orizzontale ( $\beta$ ):	35,00	[ ° ]
Coesione netta del terreno $c'$ (con applicazione coefficiente M2) (n.b. : $c' > 0$ ):	5,00	[ kPa ]
Angolo di attrito netto del terreno ( $\phi'$ ) (con applicazione coefficiente M2):	24,80	[ ° ]
Peso di unità di volume del terreno ( $\gamma$ ):	19,00	[ kN/m <sup>3</sup> ]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio ( $H_{fw}$ ) (n.b.: $H_{fw} \leq H$ ):	-1,00	[ m ]
Peso di unità di volume dell'acqua ( $\gamma_w$ )	10,00	[ kN/m <sup>3</sup> ]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10,00	[ kPa ]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio ( $H_w$ ) (n.b.: $H_w \leq H$ ):	0,00	[ m ]
Altezza della "tension crack" ( $H_t$ ):	0,00	[ m ]
Presenza di acqua nella "tension crack" u( $H_t$ )	no	[ m ]

**VERIFICHE DI STABILITA':**

- \* verifica in tensioni efficaci :  
 $\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi / (c + \mu_q \mu'_w)$ ;  $N = f(\lambda; \beta)$
- \* verifica in tensioni totali :  $N = f(\beta; d)$
- \* coeff. sovraccarico :  $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$
- \* coeff. sommersione :  $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$
- \* coeff. filtrazione :  $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$
- \* coeff. tension crack :  $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



**Riepilogo coefficienti**

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	$\lambda$	No
0,962	1,000	1,000	1,000	9,22	24,026

**Coefficiente di sicurezza N.T.C.-2018**

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c / (\gamma H + q - \gamma_w H_w) / \gamma_R$$

**Fs = 1,22**

Tale valore del coefficiente di sicurezza può essere ritenuto compatibile con le situazioni caratteristiche di scavo provvisorio.

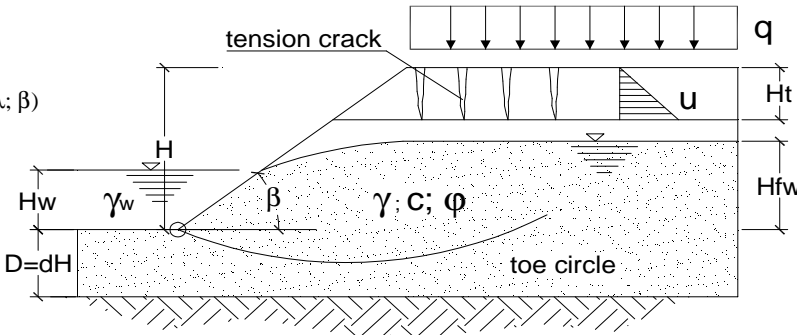
**FRONTE SCAVO H = 5,0 m – combinazione A2+M2+R2**

**DATI DI INPUT:**

Altezza complessiva dello scavo (H):	5,00	[ m ]
Profondità del substrato (D)	-	[ m ]
(n.b. : quando $\phi' = 0$ , la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio sull'orizzontale ( $\beta$ ):	32,00	[ ° ]
Coesione netta del terreno $c'$ (con applicazione coefficiente M2) (n.b. : $c' > 0$ ):	5,00	[ kPa ]
Angolo di attrito netto del terreno ( $\phi'$ ) (con applicazione coefficiente M2):	25,50	[ ° ]
Peso di unità di volume del terreno ( $\gamma$ ):	19,50	[ kN/m <sup>3</sup> ]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio ( $H_{fw}$ ) (n.b.: $H_{fw} \leq H$ ):	-1,00	[ m ]
Peso di unità di volume dell'acqua ( $\gamma_w$ )	10,00	[ kN/m <sup>3</sup> ]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10,00	[ kPa ]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (Hw) (n.b.: $H_w \leq H$ ):	0,00	[ m ]
Altezza della "tension crack" (Ht):	0,00	[ m ]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(Ht)	no	[ m ]

**VERIFICHE DI STABILITA':**

- \* verifica in tensioni efficaci :  
 $\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi / (c + \mu_q \mu'_w)$ ;  $N = f(\lambda; \beta)$
- \* verifica in tensioni totali :  $N = f(\beta; d)$
- \* coeff. sovraccarico :  $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$
- \* coeff. sommersione :  $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$
- \* coeff. filtrazione :  $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$
- \* coeff. tension crack :  $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



**Riepilogo coefficienti**

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	$\lambda$	No
0,972	1,000	1,000	1,000	11,53	29,380

**Coefficiente di sicurezza N.T.C.-2018**

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c / (\gamma H + q - \gamma_w H_w) / \gamma_R$$

**Fs = 1,21**

Tale valore del coefficiente di sicurezza può essere ritenuto compatibile con le situazioni caratteristiche di scavo provvisorio.

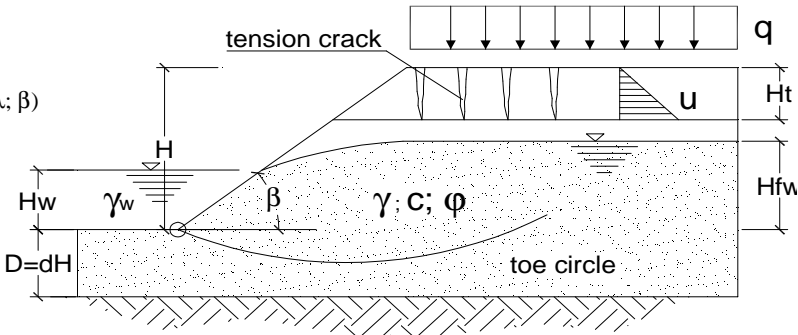
**FRONTE SCAVO H = 6,0 m – combinazione A2+M2+R2**

**DATI DI INPUT:**

Altezza complessiva dello scavo (H):	6,00	[ m ]
Profondità del substrato (D)	-	[ m ]
(n.b. : quando $\phi' = 0$ , la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio sull'orizzontale ( $\beta$ ):	29,00	[ ° ]
Coesione netta del terreno $c'$ (con applicazione coefficiente M2) (n.b. : $c' > 0$ ):	5,00	[ kPa ]
Angolo di attrito netto del terreno ( $\phi'$ ) (con applicazione coefficiente M2):	25,50	[ ° ]
Peso di unità di volume del terreno ( $\gamma$ ):	20,00	[ kN/m <sup>3</sup> ]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio ( $H_{fw}$ ) (n.b.: $H_{fw} \leq H$ ):	-1,00	[ m ]
Peso di unità di volume dell'acqua ( $\gamma_w$ )	10,00	[ kN/m <sup>3</sup> ]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10,00	[ kPa ]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio ( $H_w$ ) (n.b.: $H_w \leq H$ ):	0,00	[ m ]
Altezza della "tension crack" ( $H_t$ ):	0,00	[ m ]
Presenza di acqua nella "tension crack" u( $H_t$ )	no	[ m ]

**VERIFICHE DI STABILITA':**

- \* verifica in tensioni efficaci :  
 $\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi / (c + \mu_q \mu'_w)$ ;  $N = f(\lambda; \beta)$
- \* verifica in tensioni totali :  $N = f(\beta; d)$
- \* coeff. sovraccarico :  $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$
- \* coeff. sommersione :  $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$
- \* coeff. filtrazione :  $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$
- \* coeff. tension crack :  $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



**Riepilogo coefficienti**

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	$\lambda$	No
0,979	1,000	1,000	1,000	13,64	34,670

**Coefficiente di sicurezza N.T.C.-2018**

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c / (\gamma H + q - \gamma_w H_w) / \gamma_R$$

**Fs = 1,19**

Tale valore del coefficiente di sicurezza può essere ritenuto compatibile con le situazioni caratteristiche di scavo provvisorio.

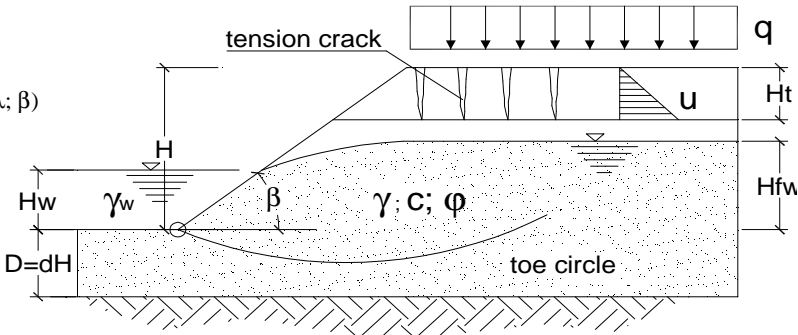
**FRONTE SCAVO H = 7,0 m – combinazione A2+M2+R2**

**DATI DI INPUT:**

Altezza complessiva dello scavo (H):	7,00	[ m ]
Profondità del substrato (D)	-	[ m ]
(n.b. : quando $\phi' = 0$ , la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio sull'orizzontale ( $\beta$ ):	26,00	[ ° ]
Coesione netta del terreno $c'$ (con applicazione coefficiente M2) (n.b. : $c' > 0$ ):	5,00	[ kPa ]
Angolo di attrito netto del terreno ( $\phi'$ ) (con applicazione coefficiente M2):	25,50	[ ° ]
Peso di unità di volume del terreno ( $\gamma$ ):	20,00	[ kN/m <sup>3</sup> ]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio ( $H_{fw}$ ) (n.b.: $H_{fw} \leq H$ ):	-1,00	[ m ]
Peso di unità di volume dell'acqua ( $\gamma_w$ )	10,00	[ kN/m <sup>3</sup> ]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10,00	[ kPa ]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio ( $H_w$ ) (n.b.: $H_w \leq H$ ):	0,00	[ m ]
Altezza della "tension crack" ( $H_t$ ):	0,00	[ m ]
Presenza di acqua nella "tension crack" u( $H_t$ )	no	[ m ]

**VERIFICHE DI STABILITA':**

- \* verifica in tensioni efficaci :  
 $\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi / (c + \mu_q \mu'_w)$ ;  $N = f(\lambda; \beta)$
- \* verifica in tensioni totali :  $N = f(\beta; d)$
- \* coeff. sovraccarico :  $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$
- \* coeff. sommersione :  $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$
- \* coeff. filtrazione :  $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$
- \* coeff. tension crack :  $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



**Riepilogo coefficienti**

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	$\lambda$	No
0,984	1,000	1,000	1,000	15,51	39,865

**Coefficiente di sicurezza N.T.C.-2018**

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c / (\gamma H + q - \gamma_w H_w) / \gamma_R$$

**Fs = 1,19**

Tale valore del coefficiente di sicurezza può essere ritenuto compatibile con le situazioni caratteristiche di scavo provvisorio.

La tabella seguente riassume, infine, i risultati di calcolo e le verifiche geotecniche effettuate, le quali possono essere ritenute soddisfatte e, in tal senso, compatibili con le esigenze cantieristiche pertinenti ai lavori in progetto:

<b>SINTESI VERIFICHE DI STABILITÀ DEI FRONTI SCAVO</b>		
<b>Profondità di scavo [m]</b>	<b>Inclinazione media pareti di scavo [°] sulla verticale</b>	<b>F.S.</b>
2,5 m	$\cong 50^\circ$	1,33 > 1,0
3,0 m	$\cong 50^\circ$	1,24 > 1,0
4,0 m	$\cong 55^\circ$	1,22 > 1,0
5,0 m	$\cong 58^\circ$	1.21 > 1,0
6,0 m	$\cong 60^\circ$	1.19 > 1,0
7,0 m	$\cong 65^\circ$	1.19 > 1,0

*Tabella 13 – Riepilogo dei risultati e delle verifiche dei fronti scavo.*

Si evidenzia che le verifiche sopra riportate sono state svolte:

- considerando cautelativamente l'angolo di attrito del terreno quale il minore risultante dalle elaborazioni dei sondaggi in sito, opportunamente ridotto mediante l'applicazione del coefficiente "M2" previsto dalle N.T.C.-2018 (comb. A2+M2+R2);
- considerando prudenzialmente la soggiacenza di falda alla quota di -1,0 m dal piano campagna, per tenere in conto della potenziale influenza della rete irrigua locale durante il periodo di sommersione delle risaie o durante periodi caratterizzati da precipitazioni intense e/o prolungate.

Per i suddetti motivi può essere ragionevolmente attribuita alle pareti di scavo per profondità maggiori di 3,0 m da p.c., un'inclinazione di circa 30° sull'orizzontale (60° sulla verticale).



Si evidenzia, comunque ed in linea generale che, per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza, anche temporanea, di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di eventuali manufatti esistenti, in dipendenza da situazioni a valenza locale, in fase di cantierizzazione ed esecuzione delle opere, potranno essere impartite da parte della Direzione Lavori e dal Coordinatore per la Sicurezza in Esecuzione prescrizioni particolari circa ulteriori accorgimenti da adottare per la risoluzione di situazioni di dettaglio, anche con riferimento alle effettive condizioni del terreno in sito al momento dei lavori, quali il ricorso a sagomatura e/o alla diminuzione dell'inclinazione delle pareti di scavo oppure all'armatura e/o puntellamenti provvisori di sostegno delle stesse, aventi adeguata estensione sia in altezza che in lunghezza, sulla base anche di quanto disposto dal CSE in fase esecutiva delle opere. Tali accorgimenti operativi di dettaglio rientrano nella normale attività cantieristica e nelle facoltà gestionali e direzionali del cantiere in capo alla D.L. e al CSE e, come tali, devono intendersi già compensate e incluse nell'importo globale dei lavori e ricomprese nelle singole lavorazioni e negli oneri per il costante mantenimento delle necessarie condizioni di sicurezza del cantiere e dei lavori da parte dell'impresa esecutrice, nonché per l'esecuzione delle opere secondo la regola dell'arte.

## 6. Verifiche dei fenomeni erosivi

Il terreno in posto entro il quale il canale viene scavato è stato caratterizzato, dal punto di vista della granulometria, con le prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati durante le indagini geotecniche dell'aprile 2013. Il materiale di risulta dagli scavi verrà utilizzato anche per la formazione delle sponde nel tratto in rilevato e, pertanto, le problematiche indotte dall'azione erosiva coinvolgono entrambe le tipologie di sezione, sia in trincea che in rilevato.

La modellazione idraulica del canale in condizioni di esercizio ha consentito di determinare le velocità associate al deflusso delle portate di dimensionamento e verifica del canale, pari a circa  $33 \text{ m}^3/\text{s}$  (canale interamente completato) e  $8.5 \text{ m}^3/\text{s}$  (intervento di primo lotto).

Il calcolo della resistenza all'erosione di una sezione viene eseguito calcolando la velocità della corrente e gli sforzi tangenziali prodotti dalla corrente medesima e controllando se il materiale presente sulle sponde e sul fondo alveo può resistere all'azione erosiva senza che se ne verifichi l'asportazione.

Il metodo maggiormente utilizzato è quello conosciuto col nome di "*metodo delle tensioni di trascinamento*". Si può applicare a qualsiasi tipo di materiale, tuttavia è necessario che sia conosciuta la resistenza agli sforzi tangenziali. I valori di resistenza agli sforzi tangenziali dei tipi più comuni di materiale naturale e di rivestimento artificiale di protezione sono in genere noti dalla letteratura o resi disponibili da parte dei produttori di rivestimenti. Nella banca dati sono contenuti i valori di resistenza agli sforzi tangenziali e la scabrezza dei materiali.

Ai fini della valutazione degli effetti antierosivi è necessario che lo sforzo tangenziale effettivo prodotto dalla corrente in ciascun punto della sezione sia minore dello sforzo tangenziale massimo agente sulla superficie del canale. Il metodo delle tensioni di trascinamento stabilisce che se lo sforzo tangenziale effettivo è maggiore dello sforzo tangenziale massimo tollerabile dalla superficie allora avviene un trasporto dinamico delle

sostanze colloidali e successivamente del materiale più grossolano. L'erosione crea instabilità locale e successivamente progredisce interessando aree più estese. Gli sforzi tangenziali effettivi vengono calcolati utilizzando i criteri idraulici convenzionali. Gli sforzi tangenziali massimi tollerabili dipendono dal tipo di protezione e dalla loro resistenza alla corrente.

Lo sforzo tangenziale effettivo agente su ogni punto della superficie del canale viene calcolato usando la seguente formula:

$$\tau_b = k_1 k_2 \gamma_w \gamma_i i_f$$

dove:

- $k_1$  = coefficiente di curvatura (maggiore di 1 solamente per punti ubicati su sponde all'esterno delle curve). In questo caso i valori suggeriti vengono riportati nella tabella che segue.
- $k_2$  = coefficiente angolare, pari a 1 per punti situati su superfici orizzontali, 0.75 per superfici inclinate
- $\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua
- $\gamma_i$  = livello dell'acqua
- $i_f$  = pendenza dell'alveo

Raggio di curvatura	$k_1$ (coefficiente di curvatura)
8.0	1.2
6.0	1.4
4.5	1.6
3.2	1.8
2.0	2.0

*Tabella 14 – Valori del coefficiente di curvatura,  $k_1$ .*

	Non vegetato	Vegetato	Non vegetato	Vegetato
	Scabrezza	Sforzo tollerato	Scabrezza	Sforzo tollerato
		N/m <sup>2</sup>		N/m <sup>2</sup>
Sabbia fine	0.020	3.50	N/A	N/A
Sabbia e ghiaia	0.020	15.30	N/A	N/A
Ghiaia grossolana	0.025	32.00	N/A	N/A
Ciottoli e ghiaia	0.035	52.60	N/A	N/A
Argilla coesiva	0.025	22.00	N/A	N/A
Argilla friabile	0.025	32.00	N/A	N/A
Limo e ciottoli	0.030	38.00	N/A	N/A
Ciottoli erbosi	0.040	10.00	0.050	30.00
Talee - Arbusti	0.100	10.00	0.400	60.00
Copertura diffusa	0.100	50.00	0.400	300.00
Viminate	0.100	10.00	0.400	50.00
Ribalta viva	0.100	20.00	0.400	100.00

*Tabella 15 – Valori di scabrezza e resistenza allo sforzo tangenziale (Fonte: Maccaferri).*

Nelle utilità contenute nel software Macra1 sono proposti alcuni valori di riferimento che consentono la correlazione tra le velocità medie in alveo, la tipologia del terreno in posto e l'angolo di resistenza a taglio.

Tipo di suolo	Velocità limite (m/s)	Angolo di attrito suggerito (gradi)
Sabbia fine	0.760	30 - 32
Sabbia e ghiaia	1.500	32 - 35
Ghiaia grossolana	1.800	35 - 38
Ciottoli e ghiaia	1.670	35 - 38
Argilla e crostoni di argilla	1.800	25 - 30
Limo e ciottoli (coesivi)	1.670	20 - 30

*Tabella 16 – Valori standard della velocità limite e dell'angolo di attrito per suoli terreni naturali*

*(Ven Te Chow, "Open Channel Hydraulics", McGraw Hill).*

L'angolo di attrito viene fornito per comparazione con quello del terreno e per riscontare le prime indicazioni di larga massima. Nel merito, facendo riferimento agli strati di sabbia fine e sabbia-ghiaia la cui presenza in posto è stata evidenziata dai sondaggi, si evidenzia che l'inclinazione di progetto conferita alle scarpate è pari a 25°, quindi inferiore agli angoli di riferimento riportati nella precedente tabella per tali tipologie di terreno.

Per una prima verifica della possibile erosione di sponde e fondo è stato effettuato un confronto tra i valori della tensione  $\tau_{\max}$  e della tensione ammissibile del terreno in posto con il software *MACRAI*. Il software determina i parametri idraulici (altezza d'acqua, velocità,...) attraverso la scala di deflusso della sezione e fornisce una stima dei parametri che promuovono il trascinamento ovvero che ad esso si oppongono.

In prima approssimazione, ed in entrambe le ipotesi di esercizio (portata a pieno regime e portata ridotta di primo lotto), la tensione massima è maggiore di quella ammissibile e pertanto si verifica erosione con asportazione del materiale che costituisce sponde e fondo del canale. I risultati sono riportati nella tabella che segue.

<b>Calcolo n.1</b>								
<b>Pendenza [%]</b>	0.06	Numero di froude	0.399					
<b>Portata [m3/s]</b>	9	Sezione [m2]	7.790					
<b>Livello [m]</b>	1.189	Contorno bagnato [m]	9.628					
<b>Velocità media [m/s]</b>	1.155	Raggio idraulico [m]	0.809					
<b>Tratto</b>	<b>Lunghezza</b>	<b>V</b>	<b>K</b>	<b>Vamm</b>	<b>Vb</b>	<b>Materiale</b>	<b>tau max</b>	<b>tau amm</b>
	[m]	[m/s]		[m/s]	[m/s]		[N/m2]	[N/m2]
1	9.465	0.811	1			Sabbia fine	5.332	3.5
4	4.000	1.375	1			Sabbia fine	6.997	3.5
7	9.465	0.811	1			Sabbia fine	5.332	3.5
<b>Calcolo n.2</b>								
<b>Pendenza [%]</b>	0.06	Numero di froude	0.433					
<b>Portata [m3/s]</b>	34	Sezione [m2]	20.582					
<b>Livello [m]</b>	2.303	Contorno bagnato [m]	14.897					
<b>Velocità media [m/s]</b>	1.652	Raggio idraulico [m]	1.382					
<b>Tratto</b>	<b>Lunghezza</b>	<b>V</b>	<b>K</b>	<b>Vamm</b>	<b>Vb</b>	<b>Materiale</b>	<b>tau max</b>	<b>tau amm</b>
	[m]	[m/s]		[m/s]	[m/s]		[N/m2]	[N/m2]
1	9.465	1.260	1			Sabbia fine	10.324	3.5
4	4.000	2.136	1			Sabbia fine	13.548	3.5
7	9.465	1.260	1			Sabbia fine	10.324	3.5

Dai risultati esposti nella precedente tabella appare quindi la necessità di dotare di un rivestimento protettivo antierosione sia le sponde che il fondo del nuovo canale scolmatore.

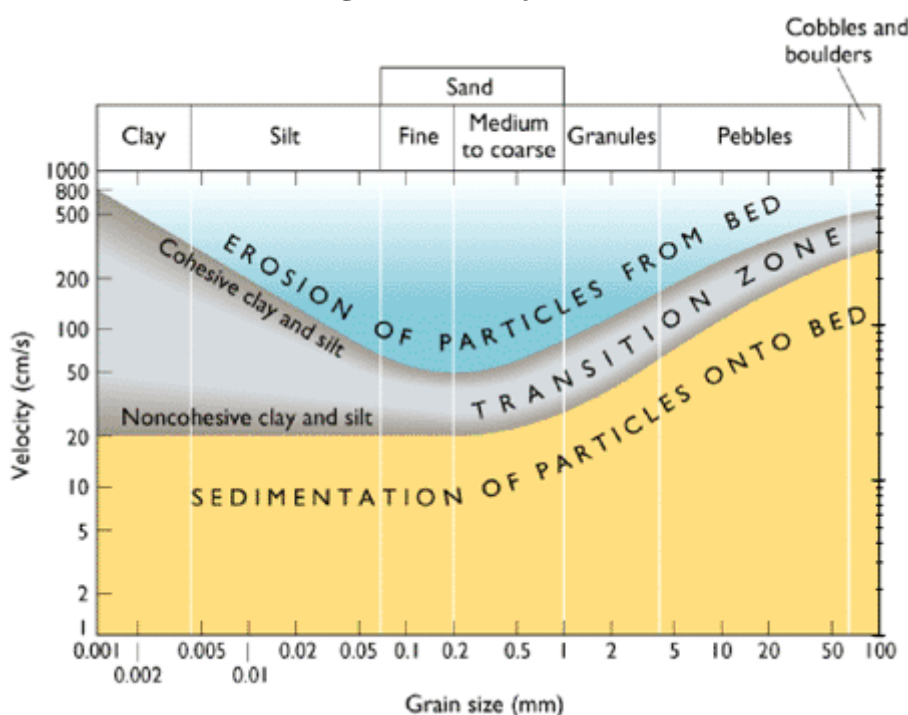
A titolo indicativo si è provveduto ad esaminare il diagramma di Hjulstrom, riportato nella figura che segue, per disporre di un'analisi qualitativa del fenomeno.

Il diagramma riporta, in funzione del diametro delle particelle e della velocità in alveo, le possibili configurazioni di sedimentazione, trasporto ed erosione.

Le analisi di laboratorio indicano per il materiale in posto diametri rappresentativi nell'ordine di 0.04-0.045 mm (campioni C3 e C4) e di 0.25 mm (campione C1). A favore di sicurezza si è ritenuto di effettuare ogni valutazione sui valori inferiori dei diametri rappresentativi del materiale. Con riferimento al diagramma di Hjulstrom, per diametri che si attestano nell'intorno di 0.04 mm e per velocità dell'ordine di 1 m/s, consegue che il terreno in posto ricade al limite della zona di transizione, oltrepassata la quale si instaura il fenomeno di erosione.

Tali indicazioni, pur con valenza qualitativa, confermano i risultati della modellazione e consigliano l'adozione di un rivestimento del canale.

**Diagramma di Hjulstrom**



La modellazione idraulica ha consentito di valutare, in condizioni di moto permanente, per ciascuna delle sezioni di calcolo, la velocità media che si instaura nel canale.

I valori di riferimento sono quelli conseguenti alla modellazione in condizioni di esercizio con la massima portata defluente in alveo, cioè ad opera completamente eseguita.

Le velocità medie sono ricomprese tra 1.3 m/s, in prossimità della restituzione, e 0.8 m/s presso l'opera di presa dal Roggione di Palazzolo. Tali valori di velocità media conseguono dall'ipotesi di rigurgito dello scolmatore da parte del Po, avendo ipotizzato che il livello in golena di Po sia pari a 127.30 m s.l.m. (cioè pari al livello verificatosi nel corso del deflusso del colmo di piena durante l'alluvione del 2000 incrementato di una quota di 30 cm per tenere conto dell'immissione). Le velocità medie così determinate appaiono in linea con i valori di velocità forniti dall'applicazione del *software MACRAI*, confermando la necessità di prevedere il rivestimento del canale per contenere l'innesco di eventuali erosioni che potrebbero interessare alveo e sponde.

Per contrastare l'erosione, maggiore sul fondo canale, è stato previsto il mantenimento, al termine dei lavori, della pista di cantiere realizzata proprio sul fondo con materiale litoide. Le sponde del canale verranno invece rivestite con un impianto erboso antierosivo di specie erbacee a radicazione estesa e profonda che assicurano il rivestimento e la protezione del terreno sottostante che forma il piano di sponda.

## 7. Rilevati di prova

Con il termine "rilevati" sono definite tutte le opere in terra destinate a formare gli argini del nuovo canale scolmatore nonché le relative opere di presidio, i piazzali e il piano d'imposta delle pavimentazioni stradali previste in progetto.

Con riferimento agli elaborati progettuali, sono, in particolare, previsti un **rilevato arginale con pista di servizio** ed un **rilevato arginale con pista di protezione civile**.

I suddetti rilevati saranno eseguiti con le esatte forme e dimensioni indicate nei disegni di progetto e dovranno rispettare le prescrizioni e procedure costruttive e di verifica in corso d'opera riportate nel documento tecnico allegato al progetto dal titolo “*Specifiche tecniche e prestazionali dei rilevati arginali e modalità di costruzione, controllo e accettazione*”, in cui vengono, in particolare, trattate:

- le tipologie, i requisiti e le caratteristiche tecniche e prestazionali dei rilevati arginali in progetto e le relative modalità costruttive;
- le prove di controllo e accettazione specificatamente previste sui rilevati in corso di esecuzione lavori al fine della verifica delle prescrizioni costruttive e tecniche-prestazionali di progetto;
- le dimensioni, la geometria e la programmazione dei rilevati di prova;
- i requisiti, le caratteristiche tecniche e prestazionali e le modalità costruttive dei rilevati di prova;
- le prove di controllo e accettazione specificatamente previste sui rilevati di prova al fine della verifica delle prescrizioni costruttive e tecniche-prestazionali di cui al punto precedente.

L'esecuzione dei rilevati previsti in progetto (destro e sinistro) dovrà, pertanto, essere preceduta dalla realizzazione di specifici rilevati di prova aventi le stesse caratteristiche tecnico-prestazionali e costruttive vevoli per l'intero sviluppo del tratto di canale scolmatore e riportate nel suddetto documento tecnico. In tal senso l'impresa sarà tenuta a realizzare preliminarmente una sperimentazione in vera grandezza (campo prova), allo scopo di definire, sulla scorta dei risultati delle prove preliminari di laboratorio e con l'impiego dei mezzi effettivamente disponibili, i materiali ottimali, gli spessori e le modalità di stesa, il numero di pas-



saggi dei compattatori, ecc. che permettano di raggiungere i parametri tecnici e prestazionali progettualmente previsti. La sperimentazione in vera grandezza dovrà riguardare ogni approvvigionamento omogeneo di materiale che si intende utilizzare per la costruzione dei rilevati arginali. Analogamente la sperimentazione andrà ripetuta in caso di variazione significativa del parco macchine o delle modalità esecutive da parte dell'impresa.

L'avvio delle attività di costruzione dei rilevati sarà, pertanto, subordinata alla verifica positiva e all'accertamento, da parte della Direzione Lavori, della conformità tecnica e prestazionale dei rilevati di prova alle prescrizioni progettuali, con riferimento alle specifiche tecniche e prestazionali suddette.

Si rimanda pertanto integralmente al documento “*Specifiche tecniche e prestazionali dei rilevati arginali e modalità di costruzione, controllo e accettazione*” il quale costituisce parte integrante e complementare della presente relazione e del *Capitolato speciale d'appalto*.

## 8. Considerazioni e prescrizioni tecnico-operative

A seguito delle considerazioni di natura geolitologica e morfologica riportate nella *Relazione geologica* di progetto, nonché dai sondaggi in sito e dalle verifiche geotecniche condotte e descritte nella presente relazione, si possono fornire le seguenti considerazioni e prescrizioni di natura tecnica ed operativa, alle quali riferirsi durante l'esecuzione dei lavori:

- L'intervento in progetto prevede l'esecuzione di strutture in c.c.a. parzialmente interrate per le quali sono necessari scavi aventi profondità variabile da circa 2,5 m a circa 7,0 m.
- Non sono state individuate particolari situazioni di rischio dovute alla presenza di zone potenzialmente instabili o soggette a cedimenti localizzati, trattandosi di terreno di riporto / coltivo per la parte più superficiale, a matrice prevalentemente sabbiosa-limosa fino a circa 3,0 m e sabbioso-ghiaiosa dai 4,0 m profondità circa in poi. In ogni caso durante l'esecuzione dei lavori occorrerà valutare attentamente l'eventuale presenza di localizzate situazioni di rischio per i lavoratori ed adottare tutte le misure necessarie alla messa in sicurezza dell'area di cantiere.
- Al fine di garantire la sicurezza delle maestranze occorrerà eseguire i lavori lontano dai periodi piovosi caratterizzati da precipitazioni meteoriche intense e/o eventi improvvisi, che possano innescare cedimenti e/o scivolamenti dei fronti scavo. In fase di esecuzione delle opere si dovrà, pertanto, porre la massima attenzione alla stabilità dei fronti di scavo evitando di intervenire con scavi aperti nei periodi piovosi e adottando tutte le cautele per il loro sostegno.
- Si evidenzia, inoltre, che, per scavi in trincea a fronte semi-verticale, di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza, anche temporanea, di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti o infrastrutture esistenti, in dipendenza da situazioni a valenza locale, in fase di cantierizzazione ed esecuzione delle opere, potranno essere impartite da parte della Direzione Lavori e dal Coordinatore per la Sicurezza in Esecuzione, ove ritenuto necessario, prescrizioni particolari circa eventuali ulteriori accorgimenti da adottare per la risoluzione di situazioni di dettaglio, an-

che con riferimento alle effettive condizioni del terreno in sito al momento dei lavori, quali il ricorso a sagomatura e/o alla diminuzione dell'inclinazione delle pareti di scavo oppure all'armatura e/o puntellamenti provvisori di sostegno delle stesse, aventi adeguata estensione sia in altezza che in lunghezza, sulla base anche di quanto previsto negli elaborati grafici progettuali e tra gli apprestamenti e gli oneri specifici per la sicurezza integrati nel PSC ai sensi del D.Lgs. 81/2008 e ss.mm.ii..

- La modellazione geotecnica ha fatto riferimento ai parametri geotecnici del terreno riportati al *paragrafo 3.3* della presente relazione e a condizioni sostanzialmente di tipo drenato. Si evidenzia a tal proposito con riferimento agli elaborati progettuali, che durante le varie fasi di scavo e di realizzazione dei manufatti in c.c.a. a maggiore profondità (dell'ordine di 5,0÷7,0 m dal p.c.) e/o in corrispondenza di corsi d'acqua, canali esistenti o punti di soggiacenza di falda o di accumulo idrico, dovrà essere previsto l'opportuno drenaggio e aggettamento provvisorio delle acque di falda e/o di pioggia e/o di colatura mediante un adeguato sistema well-point o sistema di pompaggio equivalente.
- Contestualmente alla realizzazione delle fondazioni dei tratti di canale, dei ponti stradali e dei vari manufatti di regolazione idrica, si dovrà preventivamente provvedere alla bonifica del terreno di fondazione con lo sbancamento preventivo di circa 60 ÷ 100 cm ulteriori, variabili in funzione del tipo di opera, misurati dal piano di imposta delle fondazioni (= quota inferiore alla base delle fondazioni / piano magrone), alla compattezza preliminare del piano sbancato con mezzo meccanico e, quindi, alla successiva realizzazione di uno strato di sottofondo in misto naturale di fiume o di cava o misto granulare stabilizzato adeguatamente compattato e costipato con mezzo meccanico, avente uno spessore finito di circa 40 ÷ 60 cm (come specificato sugli elaborati grafici di progetto). Dovrà, quindi, essere realizzato lo strato di magrone di sottofondazione come indicato sugli elaborati grafici di progetto.
- La compattatura e la costipazione del piano di sottofondazione in misto naturale o di cava dovrà essere eseguita omogeneamente su tutta la superficie sottostante le fondazioni, in modo tale da raggiungere valori di modulo di compressibilità uniformi ed

omogenei. Tale accorgimento operativo consentirà di ottenere un sensibile miglioramento delle proprietà geomeccaniche dello strato superficiale del terreno e, soprattutto, un'omogenizzazione delle caratteristiche di portanza e di modulo di elasticità dello strato di terreno direttamente interessato dalle fondazioni del fabbricato, stante il graduale e progressivo miglioramento delle proprietà geomeccaniche dello stesso con la profondità e pervenendo, in tal senso, ad una efficace ed ulteriore limitazione dei potenziali cedimenti differenziali e differiti nel tempo del sistema terreno-fondazione.

Arrivo: AOO A1800A, N. Prot. 00011493 del 05/03/2024

## **ALLEGATI**

## **ALLEGATO 1**

### **CAMPAGNA DI INDAGINI GEOTECNICHE FEBBRAIO 2005 ESTRATTO STRATIGRAFIE E PROVE SPT**

## **ALLEGATO 2**

### **CAMPAGNA DI INDAGINI GEOTECNICHE OTTOBRE 2017 ESTRATTO STRATIGRAFIE E PROVE SPT**