



Anas SpA

Direzione Progettazione e Realizzazione Lavori

S.S. 131 di "Carlo Felice"

Adeguamento e messa in sicurezza della S.S.131
Risoluzione dei nodi critici – 1° stralcio
dal km 158+000 al km 162+700

PROGETTO ESECUTIVO

CA283

PROGETTAZIONE: ANAS–Direzione Progettazione e Realizzazione Lavori

PROGETTISTI:

Dott. Ing. Achille DEVITOFRANCESCHI Dott. Ing. Alessandro MICHELI
Ordine Ing. di Roma n. 19116 Ordine Ing. di Roma n. 19645

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Serena MAJETTA
Ordine Geol. Lazio n. 928

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio QUONDAM

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Salvatore FRASCA

PROTOCOLLO

DATA

Svincolo di Bonorva Nord – Asse principale
Muro di Sottoscarpa OS03 da km 0+091.25 a km
0+190.77
Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

LOPLSP E 1701

NOME FILE

T000S03GETRE01A

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. T00OS03GETRE01

A

–

D

C

B

A

EMISSIONE

ing. A. Mangiola

ing. E. Mittiga

ing. A. Micheli

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

S.S. 131 di “Carlo Felice”

Adeguamento e messa in sicurezza della S.S. 131

Risoluzione di nodi critici – 1° stralcio

Dal km 158+000 al km 162+7000

Svincolo di Bonorva Nord – Asse principale

Muro di Sottoscarpa OS03 da pk 0+091.25 a pk 0+190.77

Relazione di calcolo

INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	4
2.	RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI	5
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
2.2	RIFERIMENTI PROGETTUALI.....	5
2.3	SOFTWARE	5
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
4.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	7
5.	CONDIZIONI GEOTECNICHE	9
6.	ANALISI DEI CARICHI.....	11
6.1	AZIONI PERMANENTI.....	11
6.1.1	<i>Pesi propri.....</i>	<i>11</i>
6.1.2	<i>Spinta delle terre.....</i>	<i>11</i>
6.1.3	<i>Sovraccarico permanente.....</i>	<i>12</i>
6.2	AZIONI VARIABILI.....	13
6.2.1	<i>Sovraccarico stradale.....</i>	<i>13</i>
6.3	AZIONE SISMICA.....	13
7.	ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO DEFINITIVA.....	15
7.1	ANALISI AGLI STATI LIMITE.....	15
7.1.1	<i>Verifiche agli SLU.....</i>	<i>15</i>
7.1.2	<i>Verifiche agli SLE.....</i>	<i>17</i>
7.2	VERIFICA A CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO	17
7.3	RISULTATI.....	18
7.4	VERIFICHE GEOTECNICHE E DI EQUILIBRIO LIMITE DEL MURO DI SOSTEGNO.....	21
7.5	VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	23
7.5.1	<i>Sezione Tipo 1 (H=7.50 m).....</i>	<i>23</i>
7.5.2	<i>Sezione Tipo 2 (H=7.00 m).....</i>	<i>25</i>
7.5.3	<i>Sezione Tipo 3 (H=6.50 m).....</i>	<i>28</i>
7.5.4	<i>Sezione Tipo 4 (H=5.50 m).....</i>	<i>30</i>
8.	ANALISI DELLA PARATIA PROVVISORIALE.....	33
8.1	COMBINAZIONI E COEFFICIENTI PARZIALI.....	33
8.2	METODOLOGIA DI CALCOLO, LEGAMI COSTITUTIVI E PARAMETRI	34

8.2.1	<i>Metodologia e legami costitutivi dei materiali</i>	34
8.2.2	<i>Parametri geotecnici e definizione dei legami costitutivi</i>	36
8.2.3	<i>Elementi strutturali</i>	37
8.3	DISCRETIZZAZIONE DI CALCOLO.....	37
8.4	FASI DI CALCOLO.....	38
8.5	RISULTATI DI CALCOLO.....	45
8.6	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	53
8.6.1	<i>Verifica dell'armatura dei micropali</i>	53
8.6.2	<i>Verifiche di resistenza e geotecniche dei tiranti</i>	55
8.6.3	<i>Verifica della trave di ripartizione dei tiranti</i>	57
9.	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	59
9.1	METODOLOGIA.....	60
9.2	RISULTATI DI CALCOLO.....	62
10.	ALLEGATO 1: TABULATI DI VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO	65
10.1	SEZIONE TIPO 1.....	65
10.2	SEZIONE TIPO 2.....	87
10.3	SEZIONE TIPO 3.....	109
10.4	SEZIONE TIPO 4.....	131
11.	ALLEGATO 2: TERMINOLOGIA UTILIZZATA NELLA VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.	153

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione di calcolo si riportano le verifiche geotecniche e strutturali relative al Muro di Sottoscarpa OS03 previsto nell'ambito dello Svincolo di Bonorva Nord, dalla pk 0+091.25 a pk 0+190.77.

Nel seguito si sviluppano i seguenti punti:

- Descrizione dell'opera;
- Descrizione delle condizioni geotecniche del sito: definizione della stratigrafia e dei parametri geotecnici di progetto;
- Analisi dell'opera di sostegno definitiva: metodologie di calcolo, verifiche di stabilità, verifica delle sezioni in c.a.;
- Analisi dell'opera di sostegno provvisoria: metodologie di calcolo, risultati, Verifica di resistenza dei micropali, Verifiche geotecniche e di resistenza dei tiranti;
- Analisi di stabilità globale.

Tutte le verifiche sono state condotte in accordo al metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto indicato dalle NTC 2008 (Doc. Rif. [1]) e dalla relativa circolare applicativa del 2009 (Doc. Rif. [2]).

2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] UNI EN 1998-1-1. Ottobre 1997 - Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 1-1:Regole generali – Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture.

2.2 RIFERIMENTI PROGETTUALI

- [4] T00_GE00_GET_RE01_A - "*Relazione geotecnica generale*".
- [5] T00_GE00_GET_PR01_A - "*Svincolo di Bonorva Nord - Asse Principale – Profilo geotecnico*".
- [6] T00_GE00_GET_FG01÷02_A - "*Svincolo di Bonorva Nord - Asse Principale e adeguamento alla S.P. 125 – Sezioni geotecniche*".
- [7] T00_OS03_GET_DI01_A - "*Svincolo di Bonorva Nord – Asse principale - Muro di Sottoscarpa da pk 0+091.25 a pk 0+190.7 – Planimetria in fase di scavo e prospetto paratia provvisoria*".
- [8] T00_OS03_GET_DI02_A - "*Svincolo di Bonorva Nord – Asse principale - Muro di Sottoscarpa da pk 0+091.25 a pk 0+190.7 – Planimetria finale e prospetto muro di sostegno*".
- [9] T00_OS03_GET_SZ01_A - "*Svincolo di Bonorva Nord - Asse principale - Muro di Sottoscarpa da pk 0+091.25 a pk 0+190.7 – Sezioni Trasversali in fase di scavo*".
- [10] T00_OS03_GET_SZ02_A - "*Svincolo di Bonorva Nord - Asse principale - Muro di Sottoscarpa da pk 0+091.25 a pk 0+190.7 – Sezioni Trasversali in configurazione finale*".
- [11] T00_OS03_GET_ST01_A - "*Svincolo di Bonorva Nord - Asse principale - Muro di Sottoscarpa da pk 0+091.25 a pk 0+190.7 – Sezione Tipo e Dettagli Costruttivi*".
- [12] T00_OS03_GET_ST02_A - "*Svincolo di Bonorva Nord - Asse principale - Muro di Sottoscarpa da pk 0+091.25 a pk 0+190.7 – Fasi Costruttive*".
- [13] T00_OS03_GET_CA01_A - "*Svincolo di Bonorva Nord - Asse principale - Muro di Sottoscarpa da pk 0+091.25 a pk 0+190.7 – Carpenterie e armature*".

2.3 SOFTWARE

- SEZCA. Geostru. Programma per la verifica delle sezioni in c.a.
- Plaxis 2D v2017.0. Il programma di calcolo è stato adottato per le analisi FEM 2D. In accordo a quanto prescritto nel paragrafo 10.2 del D.M. 14/01/2008, il progettista certifica la affidabilità del suddetto codice di calcolo e l'idoneità di utilizzo nel caso specifico.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali che costituiscono le opere di sostegno sono i seguenti:

Acciaio per carpenteria metallica S355:

- tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
- tensione di rottura caratteristica: $f_{tk} = 510 \text{ MPa}$
- fattore di sicurezza acciaio: $\gamma = 1.05$
- tensione di calcolo: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma = 338 \text{ MPa}$

Acciaio in trefoli per tiranti:

- tensione di snervamento caratteristica: $f_{p(1)k} = 1670 \text{ MPa}$
- tensione di rottura caratteristica: $f_{ptk} = 1855 \text{ MPa}$
- fattore di sicurezza acciaio: $\gamma = 1.15$
- tensione di calcolo: $f_{yd} = f_{p(1)k} / \gamma = 1452 \text{ MPa}$

Calcestruzzo per muri:

- Caratteristica di resistenza minima: C28/35
- Classe di esposizione: XC2
- Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 35 \text{ MPa}$
- Valore medio resistenza caratteristica cilindrica: $f_{cm} = 37 \text{ MPa}$
- Valore medio resistenza a trazione assiale: $f_{ctm} = 2,835 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità secante: $E_{cm} = 32580 \text{ MPa}$
- Classe di consistenza: S3

Acciaio per armature ordinarie:

- Tipo di acciaio: B450C
- Modulo elastico: $E_s = 210000000 \text{ kN/m}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo: $f_{yd} = 391 \text{ MPa}$

4. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Lungo il tracciato, tra la pk 0+091.25 e la pk 0+190.77, è previsto un muro di sottoscarpa su fondazione diretta, di cui si riporta un tipologico in figura seguente.

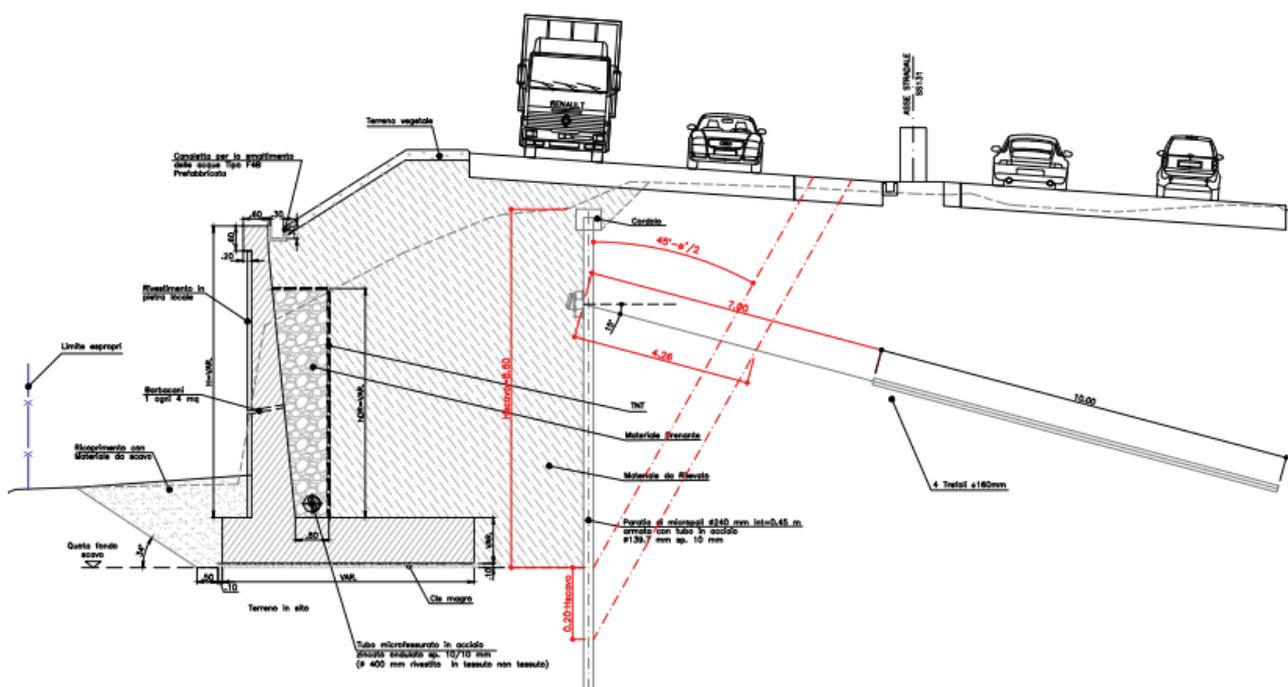


Figura 1: Sezione tipo

L'opera si sviluppa con altezze e lunghezza della fondazione variabili in funzione delle condizioni topografiche locali. In particolare lungo lo sviluppo dell'opera si distinguono 4 sezioni tipo (H: altezza muro, B: larghezza fondazione, h: altezza fondazione):

- Sezione Tipo 1: H = 7.50 m, B = 6.00 m, h = 1.10 m
- Sezione Tipo 2: H = 7.00 m, B = 6.00 m, h = 1.10 m
- Sezione Tipo 3: H = 6.50 m, B = 5.50 m, h = 1.00 m
- Sezione Tipo 4: H = 5.50 m, B = 5.00 m, h = 0.90 m

Lo scavo interferisce parzialmente con la S.S.131 esistente. Al fine di limitare il restringimento della carreggiata esistente durante l'esecuzione dei lavori e mantenere il traffico stradale, si rende necessaria una paratia di micropali provvisoria. L'opera si sviluppa per circa 177 m, con altezza di scavo massima pari a circa 4.6 m. La pista di realizzazione dei micropali è realizzata, quindi, a monte di tale muro esistente, conformando una scarpata di scavo con pendenze 2/3 (v/h).

I micropali saranno realizzati con diametro di perforazione $D_p = 240$ mm, posti ad interasse di 0.45 m, armati con

tubo in acciaio $\varnothing 139.7 \times 10.0$ mm. La paratia è contrastata da un ordine definitivo di tiranti attivi a 4 trefoli da 0.6", aventi le seguenti caratteristiche:

Tabella 1 – Caratteristiche dei tiranti

Ordine	D _p mm	n _{tr} -	A mm ²	L _p m	L _a m	i m	Pretensione kN
1	160	4	139	7	10	2.70	350

In Figura 1 si riporta una sezione tipologica dell'intervento, scelta sulla sezione di calcolo di altezza massima, in cui è evidenziata (in rosso) la verifica grafica che il bulbo dei tiranti è sicuramente al di fuori dal cuneo di spinta, risultando $L_p = 7.00 \text{ m} > L_{p,\min} = 4.26 \text{ m}$.

5. CONDIZIONI GEOTECNICHE

In corrispondenza dell'opera è stato eseguito il sondaggio S5 della campagna geognostica Sardadrill S.r.l. del 1998, spinto fino ad una profondità di 18.0 m. Il sondaggio ha evidenziato la presenza di coltre alterata della formazione del substrato per i primi 2 m di spessore da p.c. (unità LAS) ed a seguire roccia della formazione di Mores in facies marnosa limosa argillosa (unità M/Si) fino alla massima profondità indagata.

Sul sondaggio sono disponibili:

- N. 1 prova SPT, eseguita alla profondità di 2 m che ha dato valore di rifiuto strumentale;
- N. 2 prove di laboratorio di Point Load Test eseguite su spezzoni litoidi prelevati a 3 e 10 m di profondità da p.c. che hanno dato valori di $l_{S(50)}$ di 3.3 e 0.12 MPa;
- N. 2 analisi granulometriche e limiti di Atterberg eseguite su campioni rimaneggiati prelevati a 9 e 10 m (limo+argilla = 90÷93%, sabbia = 7÷10%, ghiaia = 0%);
- N. 2 determinazioni dei limiti di Atterberg (: limite liquido 32÷39%, limite plastico: 28÷30%, indice di plasticità $IP=2÷11\%$).

Nella seguente figura si riporta la sezione stratigrafica di riferimento.

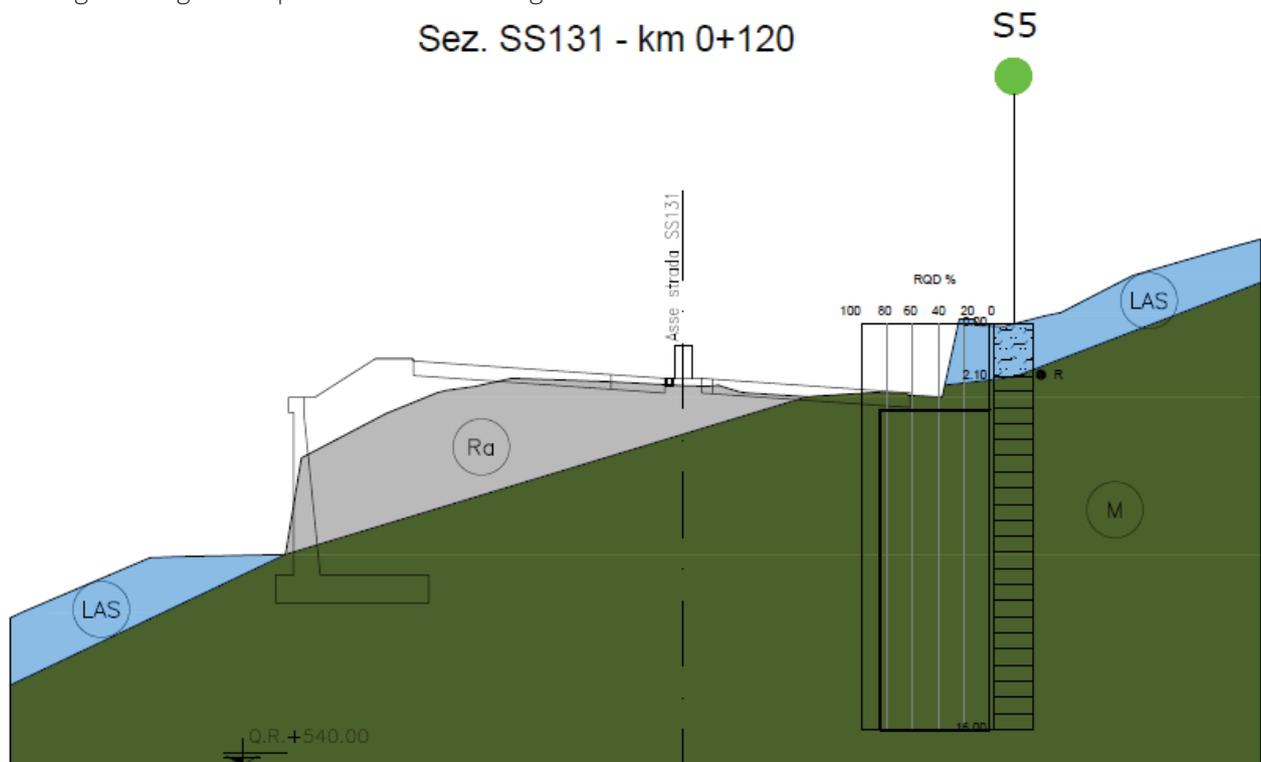


Figura 2: Sezione geotecnica di riferimento

Di seguito si riportano i parametri geotecnici di progetto, per ulteriori dettagli si rimanda alla Relazione geotecnica

generale (Doc. Rif. [4]).

Unità LAS (limo argilloso sabbioso) da 0.0 a 2.0 m di profondità da p.c.

$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\phi' = 28 \div 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 5 \div 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_0 = 70 \div 100 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità M (Formazione di Mores marnosa) da 2.0 a 18.0 m di profondità da p.c:

$\gamma = 22.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume
$\phi' = 26 \div 29^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 28 \div 35 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 120 \div 180 \text{ MPa}$	modulo di deformazione

La falda è assente alle profondità di interesse.

Al fine della verifica dell'opera di sostegno si assume cautelativamente come terreno di fondazione l'unità LAS ed il rilevato come terreno spingente.

Di seguito si riassumono i parametri geotecnici assunti nell'analisi per il muro di sostegno:

Tabella 2 – Parametri geotecnici di progetto – Muro di sostegno

Unità [-]		$\gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$	$c' \text{ [kPa]}$	$\phi' \text{ [deg]}$
LAS	Terreno di fondazione	18.5	5	30
Rilevato	Terreno spingente	18.5	0	36

6. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguito si riassumono le condizioni di carico considerate nell'analisi di verifica delle strutture.

6.1 AZIONI PERMANENTI

6.1.1 Pesi propri

Per il calcolo del peso proprio delle strutture si assumono i pesi unitari di seguito indicati:

- Struttura in c.a. $\gamma_1 = 25.0 \text{ kN/m}^3$;
- Terreno di riempimento: $\gamma_2 = 18.5 \text{ kN/m}^3$.

6.1.2 Spinta delle terre

La valutazione delle spinte delle terre viene effettuata considerando quale paramento ideale del muro il piano verticale passante dal filo interno della platea di fondazione; l'angolo di attrito tra paramento verticale e terreno può essere considerato pari a $2/3\phi'$, con ϕ' angolo di resistenza al taglio di progetto.

Nelle verifiche la spinta del terreno viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

dove:

$\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace alla generica quota z ;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

q = eventuale sovraccarico uniformemente distribuito;

c' = coesione efficace.

Per il calcolo di K_a si utilizza la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane, e generalizzata per tener conto delle condizioni sismiche in base alla teoria di Mononobe ed Okabe riportata di seguito (si veda Eurocodice 8 – Doc. Rif. [3]).

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

- per $\beta > \phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui:

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno

β = inclinazione del terreno a monte del muro rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)

ψ = inclinazione del muro rispetto all'orizzontale ($>90^\circ$ per parete inclinata verso valle)

δ = angolo di attrito muro-terreno

θ = angolo dipendente dalla accelerazione sismica e definito dalle seguenti espressioni:

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1} (k_h / (1 \pm k_v))$$

essendo k_h e k_v rispettivamente i coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale (si veda il successivo par. § 6.3).

La spinta attiva risultante P_a risulta inclinata dell'angolo δ sull'orizzontale. Pertanto il valore della spinta orizzontale P_{AH} è pari a:

$$P_{AH} = P_a \cos \delta$$

mentre la componente verticale P_{AV} risulta:

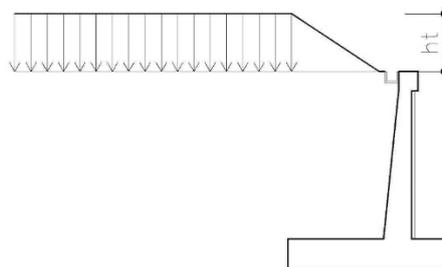
$$P_{AV} = P_a \sin \delta$$

Le componenti della spinta sono costituite in generale da due aliquote, l'una dovuta al peso proprio del terreno l'altra dovuta al sovraccarico, che avranno distribuzione diversa lungo l'altezza dell'opera: la prima di tipo triangolare l'altra di tipo rettangolare, se carico distribuito uniforme (permanente o accidentale che sia), o differente per aree di carico diverso (nastriforme, ..).

Le diverse aliquote saranno considerate distintamente in fase di combinazione dei carichi a seconda che si tratti di azioni permanenti, strutturali o non strutturali, o variabili.

6.1.3 Sovraccarico permanente

Ove le geometrie di progetto configurano una scarpata finita sopra il muro, la stessa viene cautelativamente considerata come sovraccarico permanente uniforme e indefinito dovuto al peso proprio del terreno sovrastante il muro (vedasi schema seguente): $q_p = \gamma_t \cdot h_t$



6.2 AZIONI VARIABILI

6.2.1 Sovraccarico stradale

Nel caso specifico si terrà conto di un sovraccarico accidentale uniforme indefinito dovuto al traffico stradale pari a 20 kPa.

6.3 AZIONE SISMICA

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi dell'equilibrio limite in condizioni pseudostatiche.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i coefficienti di accelerazione sismica k_h e k_v valgono rispettivamente:

$$k_h = \beta_m a_{max}/g$$
$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

a_{max} = accelerazione massima attesa al sito in considerazione

g = accelerazione di gravità

β_m = coefficiente riduttivo che tiene conto dei possibili spostamenti dell'opera

L'accelerazione massima è stata valutata come:

$$a_{max} = a_g S_S S_T$$

in cui:

a_g = accelerazione massima attesa al sito di riferimento sul substrato rigido

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Il coefficiente riduttivo β_m viene desunto dalla tabella 7.11. II della normativa vigente qui di seguito riprodotta:

Tabella 3 – Coefficiente riduttivo β_m per gli spostamenti dell'opera

Intervallo dell'accelerazione sismica	β_m Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
$0.2 < a_g \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g \leq 0.1$	0.20	0.18

Nel caso in esame, per $a_g/g = 0.06$, $S_T=1.2$, categoria sottosuolo C ($S_s=1.5$), $\beta_m = 0.18$, si ottiene:

$$k_h = 0.019 \quad ; \quad k_v = \pm 0.010$$

Per l'analisi di stabilità globale si considera $\beta_s = 0.20$ quindi:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max} / g = 0.022 \cdot \quad \text{coeff.sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = \pm 0.011 \quad \text{coeff.sismico verticale}$$

7. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO DEFINITIVA

Tutte le verifiche geotecniche ed il calcolo delle azioni interne sulle principali sezioni in c.a. sono effettuate per mezzo di un foglio elettronico appositamente sviluppato per i muri di sostegno, dettagliatamente esposto in Allegato 1.

Tutte le analisi sono state effettuate con riferimento alle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche delle costruzioni del 14/01/2008 (NTC) e alle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" pubblicate a Febbraio del 2009.

Nel seguito si riporta una breve descrizione dei criteri di verifica.

7.1 ANALISI AGLI STATI LIMITE

7.1.1 Verifiche agli SLU

Secondo la normativa vigente si ha:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- 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

Le verifiche allo SLU sono condotte secondo l'approccio 1 e le combinazioni di seguito elencate:

- Combinazione 1 : (A1+M1+R1) (SLU STR)
- Combinazione 2 : (A2+M2+R2) (SLU GEO)

Per la sola verifica a ribaltamento si considera la sola combinazione (EQU+M2+R2).

La normativa vigente prevede i coefficienti riportati nelle seguenti tabelle.

Tabella 4 – Coefficienti parziali di normativa

COEFFICIENTI SULLE AZIONI γ_F

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

COEFFICIENTI SUI MATERIALI γ_M

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

COEFFICIENTI SULLE RESISTENZE γ_R

----- Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

7.1.2 Verifiche agli SLE

É stata condotta un'analisi allo SLE, con i coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici di resistenza, al fine di indagare le sollecitazioni strutturali utili alle verifiche di fessurazione e delle tensioni di esercizio.

7.2 VERIFICA A CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO

La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali viene condotta in accordo all'equazione:

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

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate nella tabella seguente:

Tabella 5 – Coefficienti per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate

Fattori di capacità portante	Nc	$(Nq-1)\cot\phi$	Hansen
	N_γ	$1,5*(Nq-1)\tan\phi$	Hansen
	Nq	$e^{\pi\tan\phi}\tan^2(45+\phi/2)$	Hansen
Fattori correttivi	forma		
	sc	1 per fondazioni nastriformi	Hansen
	s_γ	1 per fondazioni nastriformi	Hansen
	sq	1 per fondazioni nastriformi	Hansen
	approfondimento		
	dc	$1+0,4k$	Hansen e Vesic
	d_γ	1	Hansen e Vesic
	d_q	$1+2\tan\phi(1-\sin\phi)k$	Hansen e Vesic
	Inclinazione carico		
	ic	$i_q -(1-i_q)/(Nq-1)$	Hansen e Vesic
	i_γ	$(1-(0,7*H)/(N+B'*c*\cotg\phi))^5$	Hansen
iq	$(1-(0,5*H)/(N+B'*c*\cotgf))^5$	Hansen	

	Inclinazione fondazione*		
	bc	$1-\eta/147^\circ$	Hansen
	b_γ	$\exp(-2,7*\eta\tan\phi)$	Hansen
	bq	$\exp(-2*\eta\tan\phi)$	Hansen
	Inclinazione piano campagna**		
	gc	$gq-[(1-gq)/(Nc*\tan\phi)]$	Hansen
	g_γ	$(1-\tan\beta)^2$	Hansen
	gq	g_γ	Hansen

* η = inclinazione base fondazione

** β = inclinazione pendio (dipende dall'angolo d'inclinazione del rilevato e dall'altezza del rilevato)

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale (N) risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof.

Il coefficiente di sicurezza a capacità portante è dato da:

$$F_s = \frac{q_{lim} - q}{q_{adm} - q}$$

dove:

q_{lim} = capacità portante limite del terreno

q = pressione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione

q_{adm} = pressione verticale uniforme sulla fondazione di area ridotta

FS = coefficiente di sicurezza valutato con Approcci di normativa.

7.3 RISULTATI

Nelle seguenti tabelle si riportano le azioni interne derivanti dalle analisi SLE e SLU/SLV STR. Esse sono determinate sulle seguenti sezioni:

- spiccato del paramento in elevazione (pedice S)
- all'incastro della mensola di monte (pedice M)
- all'incastro della mensola di valle (pedice V)

Si riportano la simbologia e i segni convenzionali (+):

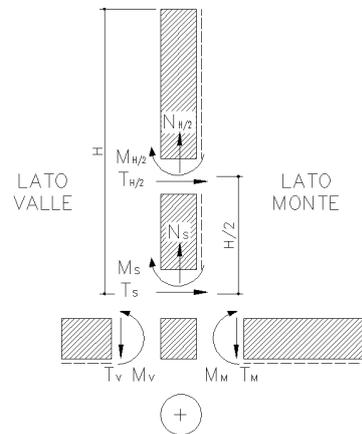


Tabella 6 – Azioni interne - Sezione Tipo 1 (H=7.5 m)

		SLE	SLU STR	SLV STR	
Paramento in elevazione. Sezione di spiccato		N_s [kN] =	186.1	201.7	184.3
B = 1.00	m	M_s [kN m] =	462.9	776.4	546.1
H = 1.09	m	T_s [kN] =	159.1	255.0	181.4
Mensola di monte. Sezione di attacco					
B = 1.00	m	M_M [kN m] =	-494.8	-838.4	-586.5
H = 1.10	m	T_M [kN] =	-110.4	-197.3	-132.9
Mensola di valle. Sezione di attacco					
B = 1.00	m	M_v [kN m] =	41.1	56.1	44.9
H = 1.10	m	T_v [kN] =	116.5	158.6	126.8

Tabella 7 – Azioni interne - Sezione Tipo 2 (H=7.0 m)

		SLE	SLU STR	SLV STR	
Paramento in elevazione. Sezione di spiccato		N_s [kN] =	166.1	179.7	164.5
B = 1.00	m	M_s [kN m] =	377.2	642.6	448.0
H = 1.04	m	T_s [kN] =	138.7	225.4	159.1
Mensola di monte. Sezione di attacco					
B = 1.00	m	M_M [kN m] =	-414.2	-714.1	-495.0
H = 1.10	m	T_M [kN] =	-90.5	-164.8	-109.7
Mensola di valle. Sezione di attacco					
B = 1.00	m	M_v [kN m] =	36.0	49.0	39.3
H = 1.10	m	T_v [kN] =	102.3	138.8	111.2

Tabella 8 – Azioni interne - Sezione Tipo 3 (H=6.5 m)

			SLE	SLU STR	SLV STR	
Paramento in elevazione. Sezione di spiccato			N_S [kN] =	147.1	158.9	145.7
B =	1.00	m	M_S [kN m] =	286.0	503.2	341.1
H =	0.99	m	T_S [kN] =	114.6	190.8	131.7
Mensola di monte. Sezione di attacco						
B =	1.00	m	M_M [kN m] =	-301.3	-539.9	-362.3
H =	1.00	m	T_M [kN] =	-76.2	-143.7	-93.0
Mensola di valle. Sezione di attacco						
B =	1.00	m	M_V [kN m] =	32.1	44.2	35.1
H =	1.00	m	T_V [kN] =	91.1	125.1	99.2

Tabella 9 – Azioni interne - Sezione Tipo 4 (H=5.5 m)

			SLE	SLU STR	SLV STR	
Paramento in elevazione. Sezione di spiccato			N_S [kN] =	112.5	120.9	111.4
B =	1.00	m	M_S [kN m] =	172.6	318.6	207.3
H =	0.89	m	T_S [kN] =	81.7	141.6	94.4
Mensola di monte. Sezione di attacco						
B =	1.00	m	M_M [kN m] =	-178.6	-339.7	-217.2
H =	0.90	m	T_M [kN] =	-51.8	-103.1	-63.9
Mensola di valle. Sezione di attacco						
B =	1.00	m	M_V [kN m] =	24.4	34.0	26.7
H =	0.90	m	T_V [kN] =	69.6	96.5	75.8

Nella tabella seguente sono riportate le sollecitazioni risultanti in fondazione (V = risultante forze verticali; H = risultante forze orizzontali) per le successive verifiche di portanza della fondazione e la relativa eccentricità rispetto al baricentro della fondazione.

Tabella 10 – Risultati delle azioni ad intradosso fondazione

Sezione tipo	Analisi	V [kN]	H [kN]	e [m]
Tipo 1	SLU GEO	1082	3016	0.46
	SLV GEO	1050	282	0.40
Tipo 2	SLU GEO	1015	283	0.38
	SLV GEO	984	251	0.32
Tipo 3	SLU GEO	856	240	0.34
	SLV GEO	828	207	0.27
Tipo 4	SLU GEO	659	181	0.24

SLV GEO	635	151	0.17
---------	-----	-----	------

7.4 VERIFICHE GEOTECNICHE E DI EQUILIBRIO LIMITE DEL MURO DI SOSTEGNO

Nelle seguenti tabelle si riportano i principali risultati di verifica geotecnica e all'equilibrio limite per le sezioni di calcolo analizzate. In particolare, risultando sempre $Rd \geq Ed$ (resistenza di progetto non inferiore alla sollecitazione di progetto), le verifiche sono sempre soddisfatte. Nelle seguenti tabelle è anche fornita una misura della sicurezza allo SLU/SLV, rapportando la resistenza con la sollecitazione. In particolare, per la verifica di capacità portante, si forniscono i seguenti:

$$FS_1 = \frac{q_{lim} - q_0}{q - q_0}$$

incremento della pressione limite q_{lim} rapportato all'incremento della pressione di progetto q , rispetto alla pressione iniziale q_0

$$FS_2 = \frac{Q_{lim}}{V}$$

carico limite complessivo rapportato alla risultante delle azioni verticali in fondazione

Tabella 11 – Verifiche geotecniche e di equilibrio limite - Sezione Tipo 1 (H=7.5 m)

		Verifica al ribaltamento						
		ΣM_{STAB}	ΣM_{RIB}	$\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$				
		kNm/m	kNm/m	--				
	SLU EQU	3457.46	1200.75	2.88				
	SLV EQU	3334.61	1062.74	3.14				
		Verifica dello scorrimento del piano di posa						
		Td	Rd	Rd / Td				
		kN/m	kN/m	--				
	SLU GEO	315.51	624.80	1.98				
	SLV GEO	281.53	606.07	2.15				
		Verifica del carico limite in fondazione						
		V [kN/m]	q	q ₀	q _{lim}	Q _{lim}	FS ₁	FS ₂
		kN/m	kPa	kPa	kPa	kN/m	--	--
	SLU GEO	1082.18	212.93	29.60	415.33	2110.85	2.10	1.95
	SLV GEO	1049.75	201.71	29.60	453.53	2360.31	2.46	2.25

Tabella 12 – Verifiche geotecniche e di equilibrio limite - Sezione Tipo 2 (H=7.0 m)

Verifica al ribaltamento							
	ΣM_{STAB}	ΣM_{RIB}	$\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$				
	kNm/m	kNm/m	--				
SLU EQU	3227.82	1017.33	3.17				
SLV EQU	3110.51	894.32	3.48				
Verifica dello scorrimento del piano di posa							
	Td	Rd	Rd / Td				
	kN/m	kN/m	--				
SLU GEO	283.07	586.16	2.07				
SLV GEO	250.51	568.35	2.27				
Verifica del carico limite in fondazione							
	V [kN/m]	q	q ₀	q _{lim}	Q _{lim}	FS ₁	FS ₂
	kN/m	kPa	kPa	kPa	kN/m	--	--
SLU GEO	1015.25	193.63	29.60	440.50	2309.68	2.51	2.27
SLV GEO	984.41	183.76	29.60	481.48	2579.34	2.93	2.62

Tabella 13 – Verifiche geotecniche e di equilibrio limite - Sezione Tipo 3 (H=6.5 m)

Verifica al ribaltamento							
	ΣM_{STAB}	ΣM_{RIB}	$\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$				
	kNm/m	kNm/m	--				
SLU EQU	2507.86	795.30	3.15				
SLV EQU	2405.96	678.19	3.55				
Verifica dello scorrimento del piano di posa							
	Td	Rd	Rd / Td				
	kN/m	kN/m	--				
SLU GEO	239.73	494.22	2.06				
SLV GEO	207.19	477.90	2.31				
Verifica del carico limite in fondazione							
	V [kN/m]	q	q ₀	q _{lim}	Q _{lim}	FS ₁	FS ₂
	kN/m	kPa	kPa	kPa	kN/m	--	--
SLU GEO	856.01	177.55	27.75	411.33	1983.10	2.56	2.32
SLV GEO	827.75	166.96	27.75	458.51	2273.22	3.09	2.75

Tabella 14 – Verifiche geotecniche e di equilibrio limite - Sezione Tipo 4 (H=5.5 m)

Verifica al ribaltamento							
	ΣM_{STAB}	ΣM_{RIB}	$\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$				
	kNm/m	kNm/m	--				
SLU EQU	1759.81	515.62	3.41				
SLV EQU	1678.50	422.50	3.97				
Verifica dello scorrimento del piano di posa							
	Td	Rd	Rd / Td				
	kN/m	kN/m	--				
SLU GEO	180.71	380.44	2.11				
SLV GEO	150.74	366.60	2.43				

Verifica del carico limite in fondazione							
	V [kN/m]	q	q ₀	q _{lim}	Q _{lim}	FS ₁	FS ₂
	kN/m	kPa	kPa	kPa	kN/m	--	--
SLU GEO	658.94	146.04	25.90	397.42	1793.20	3.09	2.72
SLV GEO	634.97	136.41	25.90	452.70	2107.24	3.86	3.32

7.5 VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza della soletta di fondazione e del paramento in elevazione per tutte le sezioni tipo, sia in forma grafica con rappresentazione della distribuzione delle tensioni in condizioni ultime, sia in forma numerica con l'output di verifica. Il significato della terminologia utilizzata è riportato in Allegato 2.

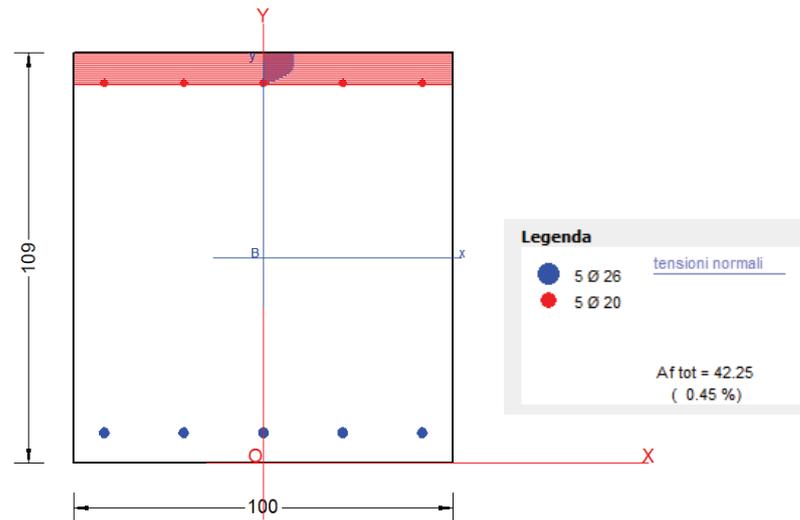
7.5.1 Sezione Tipo 1 (H=7.50 m)

Le verifiche sono condotte per tutte le terne di sollecitazioni esposte in Tabella 6.

Per il paramento in elevazione si prevede la seguente armatura di calcolo:

- Ferri longitudinali lato monte: Ø26/20
- Ferri longitudinali lato valle: Ø20/20

La figura seguente mostra la schermata del codice di verifica per la combinazione maggiormente critica, evidenziando la geometria della sezione, le armature longitudinali di calcolo e la distribuzione delle tensioni in condizioni ultime. Il tabulato successivo mostra i risultati di dettaglio di tutte le verifiche effettuate.


ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	82.00	161.00	84.00	0.00
2	88.00	248.00	127.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	82.00	142.00 (699.61)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn
1	S	82.00	161.00	82.10	1052.75	6.510	100.6	1003.60
2	S	88.00	248.00	88.12	1055.58	4.244	100.6	1006.27

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min
1	S	0.72	109.0	-0.56	0.0	-7.0	101.0

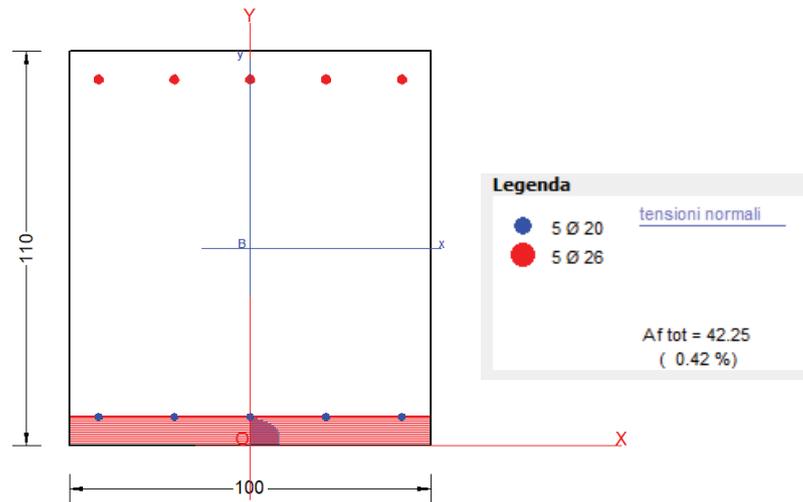
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.	M Fess.
1	S	0.72	-0.56	0.0	---	---	---	---	---	699.61

Per la soletta di fondazione si prevede la seguente armatura di calcolo:

- Ferri longitudinali superiori: Ø26/20
- Ferri longitudinali inferiori: Ø20/20

La figura seguente mostra la schermata del codice di verifica per la combinazione maggiormente critica, evidenziando la geometria della sezione, le armature longitudinali di calcolo e la distribuzione delle tensioni in condizioni ultime. Il tabulato successivo mostra i risultati di dettaglio di tutte le verifiche effettuate.


ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	1.00	-586.00	-133.00	0.00
2	1.00	45.00	127.00	0.00
3	1.00	-838.00	-197.00	0.00
4	1.00	56.00	159.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	1.00	-495.00 (-634.43)
2	1.00	41.00 (622.24)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn
1	S	1.00	-586.00	1.27	-1025.09	1.749	8.0	-978.73
2	S	1.00	45.00	0.72	623.71	13.863	103.0	589.11
3	S	1.00	-838.00	1.27	-1025.09	1.223	8.0	-978.73
4	S	1.00	56.00	0.72	623.71	11.140	103.0	589.11

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min
1	S	2.21	0.0	-2.15	110.0	-27.5	8.0
2	S	0.18	110.0	-0.18	0.0	-2.3	102.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.	M Fess.
1	S	2.21	-2.15	0.0	----	----	----	----	----	-634.43
2	S	0.18	-0.18	0.0	----	----	----	----	----	622.24

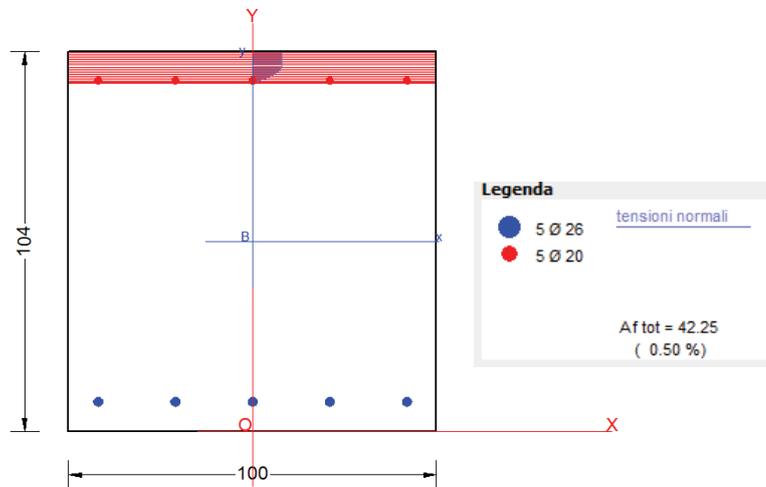
7.5.2 Sezione Tipo 2 (H=7.00 m)

Le verifiche sono condotte per tutte le terne di sollecitazioni espresse in Tabella 7.

Per il paramento in elevazione si prevede la seguente armatura di calcolo:

- Ferri longitudinali lato monte: $\varnothing 26/20$
- Ferri longitudinali lato valle: $\varnothing 20/20$

La figura seguente mostra la schermata del codice di verifica per la combinazione maggiormente critica, evidenziando la geometria della sezione, le armature longitudinali di calcolo e la distribuzione delle tensioni in condizioni ultime. Il tabulato successivo mostra i risultati di dettaglio di tutte le verifiche effettuate.



ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	164.00	448.00	159.00	0.00
2	180.00	643.00	225.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	166.00	377.00 (618.70)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn
1	S	164.00	448.00	163.91	1035.15	2.306	95.3	985.03
2	S	180.00	643.00	180.16	1042.37	1.619	95.2	991.55

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min
1	S	2.03	104.0	-1.68	0.0	-20.9	96.0

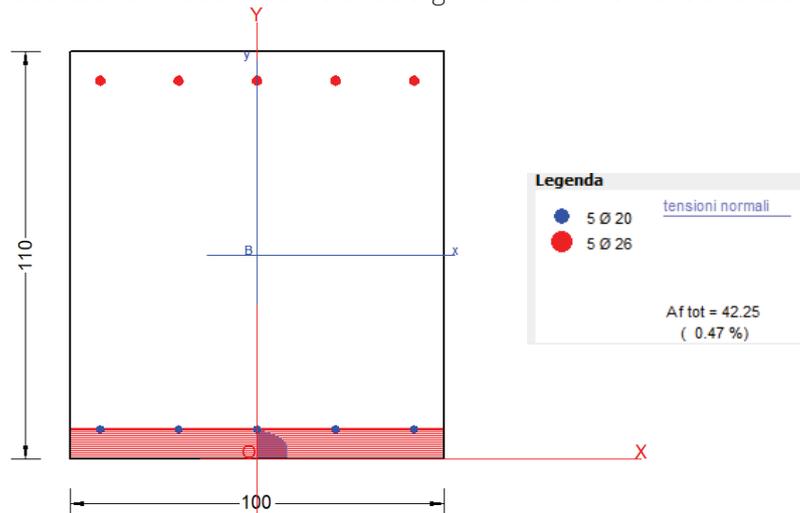
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.	M Fess.
1	S	2.03	-1.68	0.0	----	----	----	----	----	618.70

Per la soletta di fondazione si prevede la seguente armatura di calcolo:

- Ferri longitudinali superiori: $\varnothing 26/20$
- Ferri longitudinali inferiori: $\varnothing 20/20$

La figura seguente mostra la schermata del codice di verifica per la combinazione maggiormente critica, evidenziando la geometria della sezione, le armature longitudinali di calcolo e la distribuzione delle tensioni in condizioni ultime. Il tabulato successivo mostra i risultati di dettaglio di tutte le verifiche effettuate.



ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	1.00	-495.00	-110.00	0.00
2	1.00	39.00	111.00	0.00
3	1.00	-714.00	-165.00	0.00
4	1.00	49.00	139.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	1.00	-414.00 (-634.47)
2	1.00	36.00 (622.66)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn
1	S	1.00	-495.00	1.27	-1025.09	2.071	8.0	-978.73
2	S	1.00	39.00	0.72	623.71	15.997	103.0	589.11
3	S	1.00	-714.00	1.27	-1025.09	1.436	8.0	-978.73
4	S	1.00	49.00	0.72	623.71	12.731	103.0	589.11

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min
1	S	1.85	0.0	-1.80	110.0	-23.0	8.0
2	S	0.16	110.0	-0.16	0.0	-2.0	102.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.	M Fess.
1	S	1.85	-1.80	0.0	----	----	----	----	----	-634.47
2	S	0.16	-0.16	0.0	----	----	----	----	----	622.66

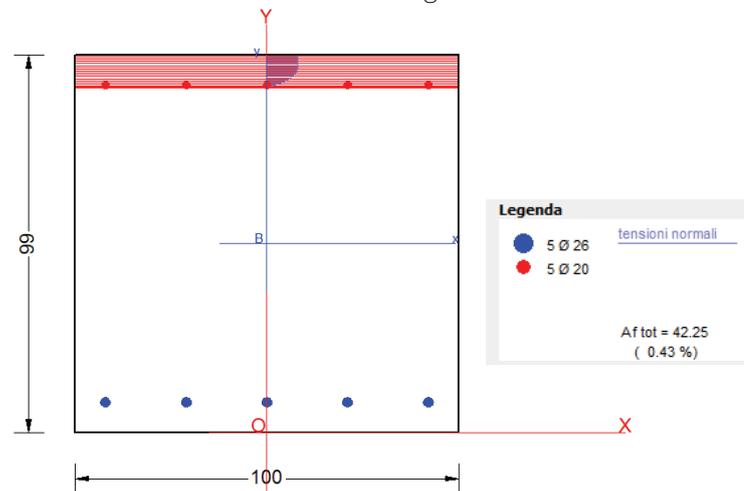
7.5.3 Sezione Tipo 3 (H=6.50 m)

Le verifiche sono condotte per tutte le terne di sollecitazioni esposte in Tabella 8.

Per il paramento in elevazione si prevede la seguente armatura di calcolo:

- Ferri longitudinali lato monte: $\varnothing 26/20$
- Ferri longitudinali lato valle: $\varnothing 20/20$

La figura seguente mostra la schermata del codice di verifica per la combinazione maggiormente critica, evidenziando la geometria della sezione, le armature longitudinali di calcolo e la distribuzione delle tensioni in condizioni ultime. Il tabulato successivo mostra i risultati di dettaglio di tutte le verifiche effettuate.



ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	146.00	341.00	132.00	0.00
2	159.00	503.00	191.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	147.00	286.00 (568.37)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn
1	S	146.00	341.00	145.74	971.49	2.841	90.4	924.53
2	S	159.00	503.00	159.07	977.08	1.939	90.3	929.57

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min
1	S	1.71	99.0	-1.39	0.0	-17.1	91.0

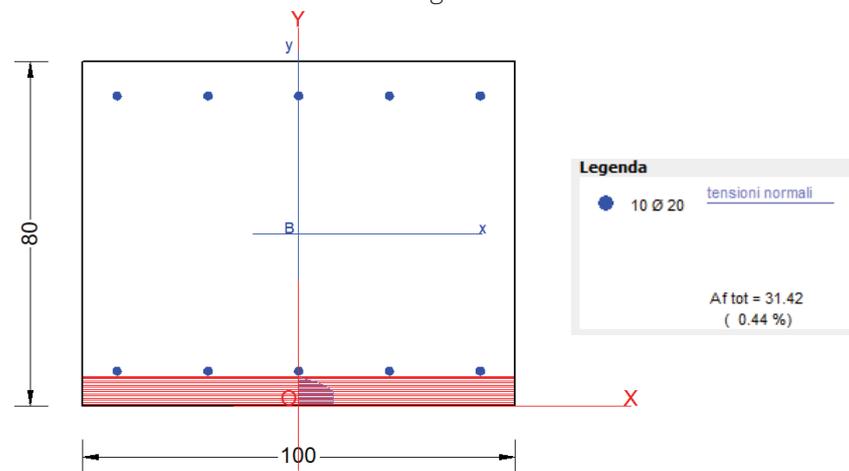
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.	M Fess.
1	S	1.71	-1.39	0.0	---	---	---	---	---	568.37

Per la soletta di fondazione si prevede la seguente armatura di calcolo:

- Ferri longitudinali superiori: Ø26/20
- Ferri longitudinali inferiori: Ø20/20

La figura seguente mostra la schermata del codice di verifica per la combinazione maggiormente critica, evidenziando la geometria della sezione, le armature longitudinali di calcolo e la distribuzione delle tensioni in condizioni ultime. Il tabulato successivo mostra i risultati di dettaglio di tutte le verifiche effettuate.



ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	1.00	-184.00	-49.00	0.00
2	1.00	19.00	53.00	0.00
3	1.00	-268.00	-73.00	0.00
4	1.00	24.00	67.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	1.00	-161.00 (-327.98)
2	1.00	18.00 (330.27)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn
1	S	1.00	-184.00	1.11	-438.26	2.382	6.6	-409.78
2	S	1.00	19.00	1.11	438.26	23.066	73.4	409.78
3	S	1.00	-268.00	1.11	-438.26	1.635	6.6	-409.78
4	S	1.00	24.00	1.11	438.26	18.261	73.4	409.78

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min
1	S	1.36	0.0	-1.35	80.0	-16.3	8.0
2	S	0.15	80.0	-0.15	0.0	-1.8	72.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.	M Fess.
1	S	1.36	-1.35	0.0	---	---	---	---	---	-327.98

2 S 0.15 -0.15 0.0 ---- ---- ---- ---- ---- 330.27

7.5.4 Sezione Tipo 4 (H=5.50 m)

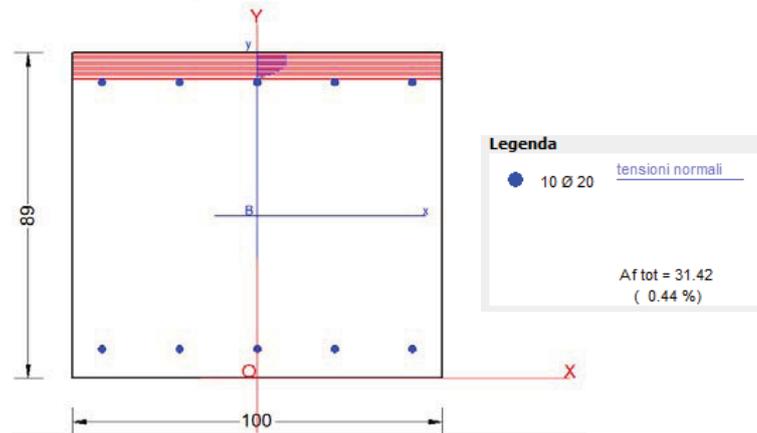
Le verifiche sono condotte per tutte le terne di sollecitazioni esposte in Tabella 9.

Per il paramento in elevazione si prevede la seguente armatura di calcolo:

- Ferri longitudinali lato monte: Ø20/20
- Ferri longitudinali lato valle: Ø20/20

La figura seguente mostra la schermata del codice di verifica per la combinazione maggiormente critica, evidenziando la geometria della sezione, le armature longitudinali di calcolo e la distribuzione delle tensioni in condizioni ultime.

Il tabulato successivo mostra i risultati di dettaglio di tutte le verifiche effettuate.



ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	111.00	207.00	94.00	0.00
2	121.00	319.00	142.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	113.00	173.00 (449.04)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn
1	S	111.00	207.00	110.86	534.73	2.583	82.1	503.29
2	S	121.00	319.00	121.04	538.53	1.688	82.0	506.78

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min
1	S	1.30	89.0	-1.06	0.0	-12.8	81.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

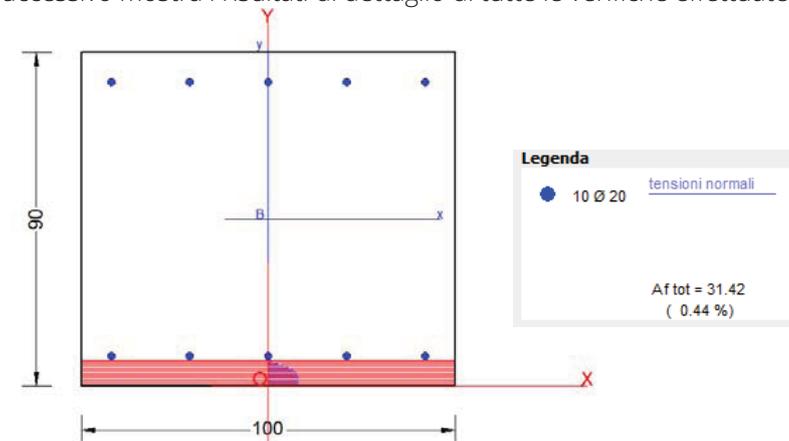
N°Comb	Ver	Scmax	Scmin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.	M Fess.
--------	-----	-------	-------	--------	----	--------	-----	-----	----------	---------

1 S 1.30 -1.06 0.0 ---- ---- ---- ---- ---- 449.04

Per la soletta di fondazione si prevede la seguente armatura di calcolo:

- Ferri longitudinali superiori e inferiori: $\varnothing 20/20$

La figura seguente mostra la schermata del codice di verifica per la combinazione maggiormente critica, evidenziando la geometria della sezione, le armature longitudinali di calcolo e la distribuzione delle tensioni in condizioni ultime. Il tabulato successivo mostra i risultati di dettaglio di tutte le verifiche effettuate.



ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	1.00	-217.00	-64.00	0.00
2	1.00	27.00	76.00	0.00
3	1.00	-340.00	-103.00	0.00
4	1.00	34.00	96.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	1.00	-179.00 (-412.53)
2	1.00	24.00 (414.89)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn
1	S	1.00	-217.00	0.71	-499.63	2.302	6.6	-469.35
2	S	1.00	27.00	0.71	499.63	18.505	83.4	469.35
3	S	1.00	-340.00	0.71	-499.63	1.469	6.6	-469.35
4	S	1.00	34.00	0.71	499.63	14.695	83.4	469.35

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min
1	S	1.20	0.0	-1.20	90.0	-14.8	8.0
2	S	0.16	90.0	-0.16	0.0	-2.0	82.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.	M Fess.
--------	-----	--------	--------	--------	----	--------	-----	-----	----------	---------



1	S	1.20	-1.20	0.0	---	---	---	---	---	-412.53
2	S	0.16	-0.16	0.0	---	---	---	---	---	414.89

8. ANALISI DELLA PARATIA PROVVISORIALE

8.1 COMBINAZIONI E COEFFICIENTI PARZIALI

Le analisi sono state effettuate in conformità al DM 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni). In particolare la norma prevede tre combinazioni progettuali distinte e alternative. La prima combinazione, indicata con la sigla SLE è di riferimento per le verifiche di compatibilità delle deformazioni proprie ed indotte dalle paratie, la seconda combinazione, indicata con la sigla STR, è quella di riferimento per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali, la terza, indicata con la sigla GEO, è di riferimento per le verifiche di stabilità geotecnica. Nelle seguenti tabelle si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (amplificativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno) adottati nelle suddette combinazioni di calcolo.

Tabella 15 – Combinazioni per analisi statiche in esercizio (SLE)

Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
Permanenti		Variabili		$\tan \varphi'$	c'	c_u
sfav.	fav.	sfav.	fav.			
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 16 – Combinazioni per analisi statiche (STR, GEO).

	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
	Permanenti		Variabili		$\tan \varphi'$	c'	c_u
	sfav.	fav.	sfav.	fav.			
STRU (A1 + M1)	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
GEO (A2 + M2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40

8.2 METODOLOGIA DI CALCOLO, LEGAMI COSTITUTIVI E PARAMETRI

8.2.1 Metodologia e legami costitutivi dei materiali

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche e di interazione terreno-struttura. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plain strain).

Presenta una vasta libreria di legami costitutivi attribuibili ai terreni. Sono disponibili inoltre elementi strutturali di vario tipo che consentono di simulare diaframmi, pali, ancoraggi ecc.

Per le analisi si adotta un approccio in tensioni efficaci, quindi nei problemi che coinvolgono la determinazione delle pressioni neutre le stesse possono essere generate attraverso l'analisi del moto di filtrazione in regime stazionario; quest'ultimo richiede l'introduzione delle condizioni al contorno per la quota piezometrica e per le condizioni di flusso (superfici impermeabili, punti di emungimento, sorgenti etc.)

Il codice rende disponibile un modello costitutivo denominato Hardening Soil Model, che permette di descrivere in maniera soddisfacente i principali aspetti del comportamento meccanico dei terreni da considerare nelle analisi dei problemi di scavo.

In generale nel modello costitutivo in esame, il terreno è assimilato ad un mezzo poroso continuo, caratterizzato da un legame costitutivo elastico-plastico con superficie di snervamento chiusa (vedasi Figura 3) e incrudimento isotropo regolato dalle deformazioni volumetriche plastiche (con legge flusso associato) e distorsionali plastiche (con legge di flusso non associato).

Le principali caratteristiche del modello costitutivo sono le seguenti:

- una differente rigidità per percorsi tensionali di primo carico e di scarico-ricarico;
- sviluppo di deformazioni plastiche per stati tensionali deviatorici (con legge di flusso non associata) e sferici (con legge di flusso associata);
- criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb;
- il modulo di rigidità secante E_{50} per percorsi tensionali di primo carico è funzione della tensione di confinamento applicata (Figura 4):

$$E_{50} = E_{50ref} \left[\frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m$$

dove: p_{ref} = 100 kPa è la pressione di riferimento,
 σ'_{min} è la tensione efficace principale minore,
 E_{50ref} è il modulo di rigidità secante alla pressione di riferimento ($\sigma'_{min} = p_{ref}$),
 m è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidità dallo stato tensionale,
 E_{50} è il modulo di rigidità secante (al 50% della rottura) riferito alla tensione σ'_{min} ;

- il modulo di rigidezza E_{ur} per percorsi tensionali di scarico-ricarico è funzione della tensione di confinamento applicata (Figura 4):

$$E_{ur} = E_{urref} \left[\frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m; \quad E_{ur} = E_{urref} \cdot k_{-1}$$

dove: $p_{ref} = 100$ kPa è la pressione di riferimento,
 σ'_{min} è la tensione efficace principale minore,
 E_{urref} è il modulo di rigidezza secante alla pressione di riferimento ($\sigma'_{min} = p_{ref}$),
 m è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale,
 E_{ur} è il modulo di rigidezza secante alla tensione σ'_{min} ;

Nel seguente paragrafo saranno compiutamente definiti i parametri di modello utilizzati per le varie unità geotecniche, determinati alla luce della caratterizzazione geotecnica.

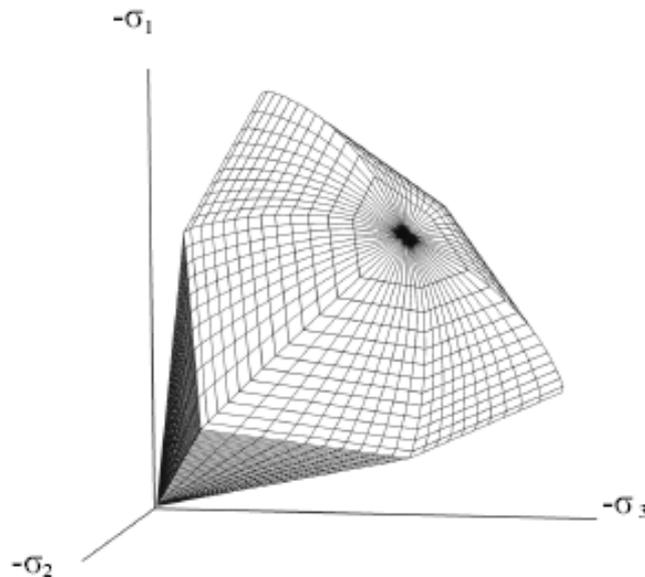


Figura 3: Superficie di snervamento chiusa (Hardening Soil model)

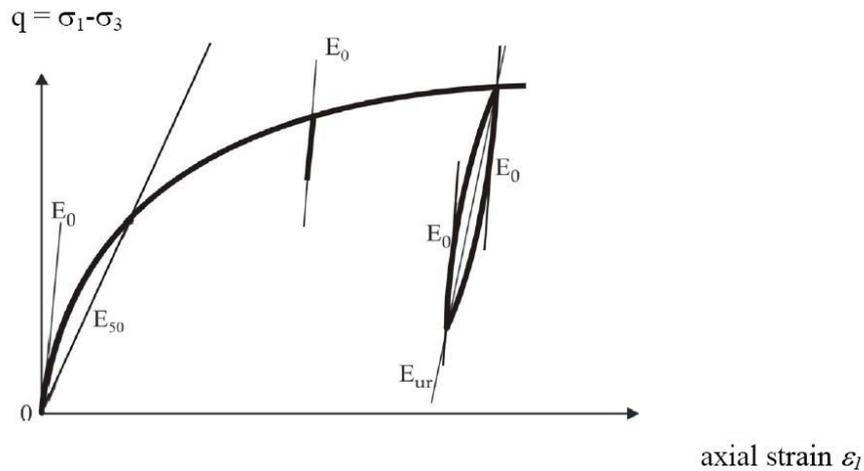


Figura 4: Definizione di E0, E50 e Eur (Hardening Soil model)

8.2.2 Parametri geotecnici e definizione dei legami costitutivi

Per le unità costituenti il terreno esistente si è utilizzato il modello costitutivo denominato Hardening Soil Model (HS), che permette di descrivere in maniera soddisfacente i principali aspetti del comportamento meccanico dei terreni da considerare nelle analisi dei problemi di scavo. La struttura del modello costitutivo in esame è stata dettagliatamente descritta nel precedente paragrafo. Per l'unità costituente il rilevato stradale esistente si è adottato un semplice legame costitutivo alla Mohr-Coulomb.

Nella seguente tabella si riportano, per i litotipi di interesse progettuale, i parametri geotecnici di resistenza e di rigidità che ne caratterizzano il comportamento numerico. Per quanto riguarda la scelta dei parametri di deformabilità del terreno ($E_{50,ref}$, $E_{ur,ref}$, m), al fine di massimizzare le sollecitazioni strutturali, sono stati scelti cautelativamente valori medio-minimi del range di riferimento. In particolare per l'unità LAS, il valore del modulo secante $E_{50,ref}$ (alla pressione di riferimento $p_{ref} = 100$ kPa), è stato posto circa pari a 1 / 15 del valore del modulo elastico alle piccole deformazioni E_0 . In mancanza di dati sperimentali sulla legge del modulo con lo stato tensionale e la profondità, si assume, in relazione ai valori di $E_{50,ref}$, il parametro $m = 0.5$, come valore medio da letteratura su terreni granulari (Jambu, 1963).

Tabella 17 – Parametri geotecnici dei terreni assunti nelle analisi

	LAS	M	Ra	
γ	18.5	22.0	18.5	kN/m ³
c'	5	28	0	kPa
φ'	28	26	33	deg
$E_{50,ref}$	6	-	-	MPa
$E_{ur,ref}$	18	-	-	MPa
m	0.5	-	-	
E'	-	150	30	MPa

8.2.3 Elementi strutturali

Nel modello FEM 2D la paratia di micropali è stata modellata con elementi snelli (tipo *beam*), con legame costitutivo elastico-lineare, aventi rigidità assiale e flessionale date dai contributi della malta cementizia ($\varnothing 240$ mm, interasse 0.45 m, $E_{CLS} = 30$ GPa) e del profilato scelto ($\varnothing 139.7 \times 10.0$ mm).

Nel modello, le proprietà degli elementi interfaccia sono state applicate definendo dei materiali con legame costitutivo analogo a quello dei terreni circostanti, con coesione e resistenza alla trazione nulla, in modo da consentirne il distacco.

Per quanto riguarda i tiranti, essi sono stati modellati con le loro effettive lunghezze (L_p ed L_a) e attribuendo differenti tipologie di elementi finiti al tratto libero (elemento tipo *anchor*), che trasmette l'azione assiale tra i 2 nodi di estremità senza interagire con gli elementi circostanti lungo la sua lunghezza, e al bulbo di fondazione (elemento tipo *geogrid*), in grado di interagire con gli elementi finiti di volume che modellano il terreno. Ad essi è attribuita la rigidità assiale corrispondente al prodotto dell'area complessiva dei trefoli che lo costituiscono per il modulo di Young dell'acciaio ($E = 2.1 \cdot 10^8$ kPa) diviso l'interasse tra i tiranti. Per la valutazione della rigidità del tratto di fondazione, si considera anche il contributo della malta di iniezione ($\varnothing 160$ mm, $E = 20$ GPa); per il bulbo, inoltre, tale rigidità è dimezzata, per tener conto della distribuzione delle tensioni tangenziali tra esso e il terreno circostante, ipotizzata con andamento lineare.

8.3 DISCRETIZZAZIONE DI CALCOLO

La mesh è costituita da elementi finiti triangolari a 15 nodi, quindi con funzioni di forma del 4° grado, con 12 punti di integrazione numerica interni per ogni elemento. Le dimensioni della mesh, in relazione alle dimensioni degli scavi, sono sempre sufficienti a garantire che i risultati delle analisi siano indipendenti dalla particolare discretizzazione adottata e sono tali da permettere di vincolare il lato inferiore della mesh bloccando gli spostamenti verticali ed orizzontali ed i lati sinistro e destro bloccando gli spostamenti orizzontali.

Nella seguente immagine si riporta la discretizzazione di calcolo adottate, in cui è evidenziata la successione stratigrafica. Il dominio discretizzato ha una larghezza di 100 m e un'altezza di 50 m circa, costituito da circa 3400 elementi triangolari.

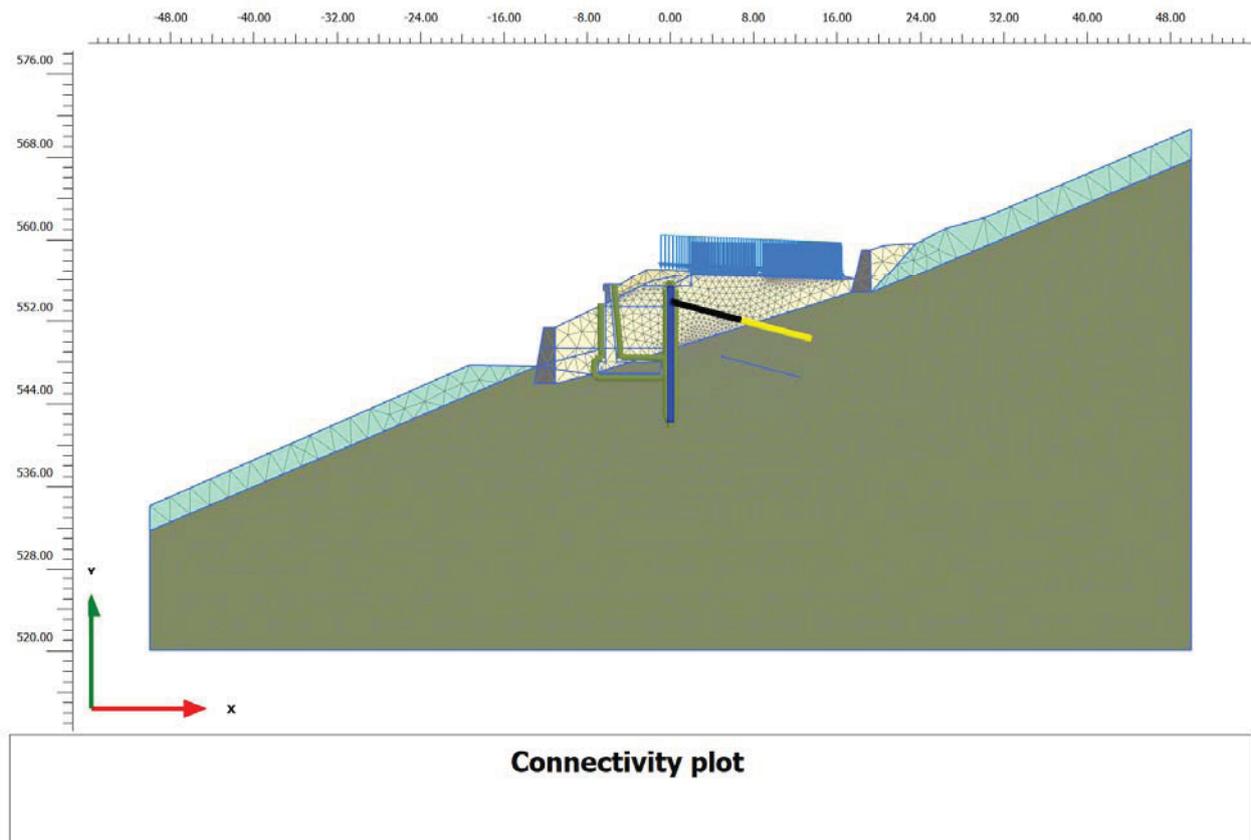


Figura 5: Discretizzazione di calcolo

8.4 FASI DI CALCOLO

Il tipo di analisi utilizzato consente di riprodurre nel dettaglio la storia della costruzione di opere geotecniche. In generale, mediante il codice FEM utilizzato, possono essere schematizzati gli elementi strutturali, l'evoluzione delle condizioni idrauliche al contorno, la variazione delle condizioni di vincolo e di carico.

Le analisi eseguite sono di tipo sequenziale, riproducendo in successione tutte le principali fasi operative previste per la realizzazione dell'opera. Quindi, il termine di ciascuna analisi rappresenta la condizione iniziale per la fase successiva. Le fasi di scavo vengono simulate mediante la disattivazione dei cluster di terreno corrispondenti, mentre la messa in opera o la rimozione degli elementi strutturali (paratia e tiranti) viene simulata attivando o disattivando gli elementi strutturali corrispondenti.

I tiranti presentano le caratteristiche esposte nella seguente tabella.

Tabella 18 – Caratteristiche dei tiranti

D_p	n_{tr}	A	L_p	L_a	i	Pretensione
mm	-	mm ²	m	m	m	kN
160	4	139	7	10	2.70	350

Nel seguito si illustrano le fasi di calcolo considerate:

- Fase 1. Inizializzazione geostatica.
- Fase 2. Prescavo per realizzazione della pista micropali.
- Fase 3. Esecuzione della paratia di micropali.
- Fase 4. Scavo di prima fase, fino a 0.50 m al di sotto della quota di testa tirante.
- Fase 5. Realizzazione dell'ordine di tiranti e applicazione della pretensione.
- Fase 6. Raggiungimento della quota di scavo massimo.
- Fase 7. A partire dalla fase di scavo massimo (Fase 6.) si esegue la verifica di stabilità globale, riducendo progressivamente i parametri di resistenza al taglio dei terreni (*φ'-c' reduction method*) fino al collasso del sistema geotecnico, verificando un fattore di sicurezza globale maggiore di 1.375 (FS min = 1.25 x 1.1), in osservanza alla normativa per la verifica SLU GEO (cfr. § 6.3).

Tutte le fasi di calcolo ad esclusione della verifica di stabilità globale sono verificate anche agli SLU, amplificando gli effetti delle fasi statiche per un opportuno coefficiente parziale (cfr. 8.1).

Le principali fasi di calcolo sono rappresentate nelle seguenti immagini, per le varie sezioni di calcolo.

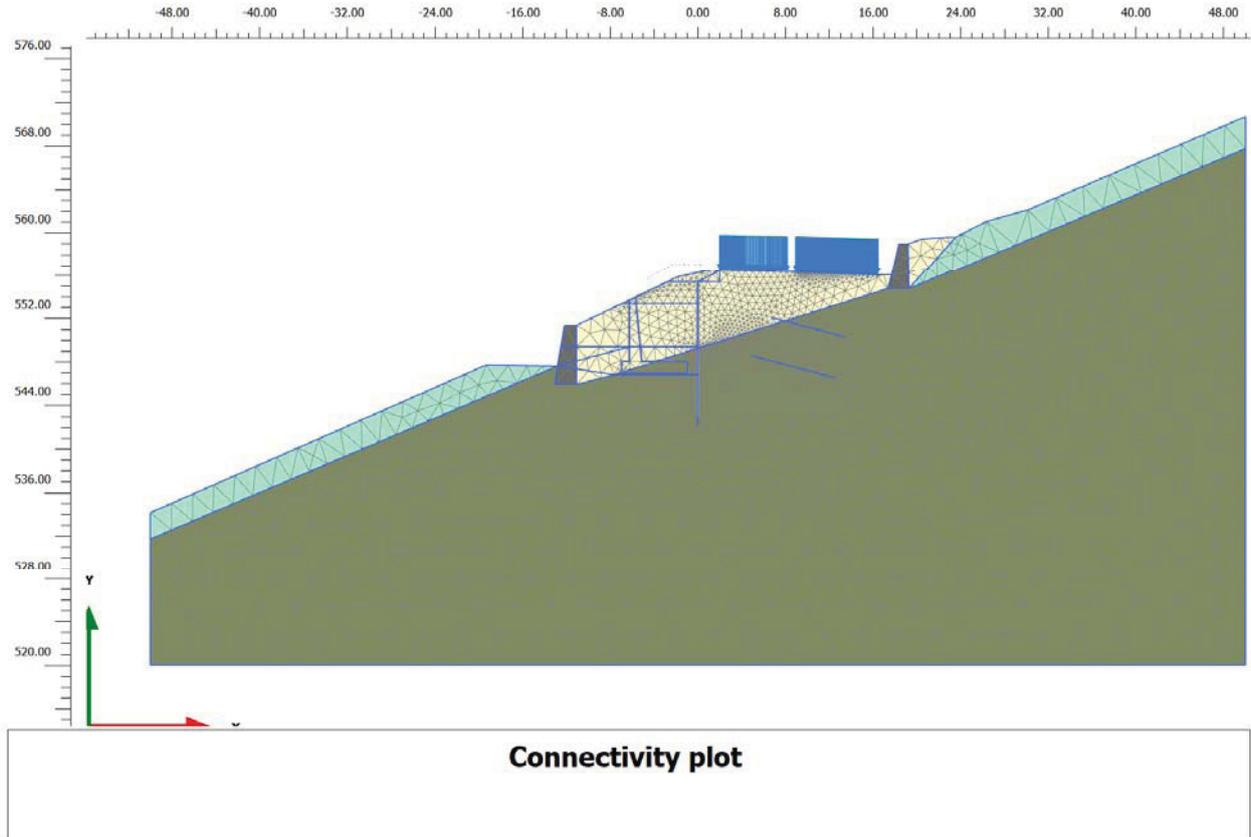


Figura 6: Inizializzazione geostatica.

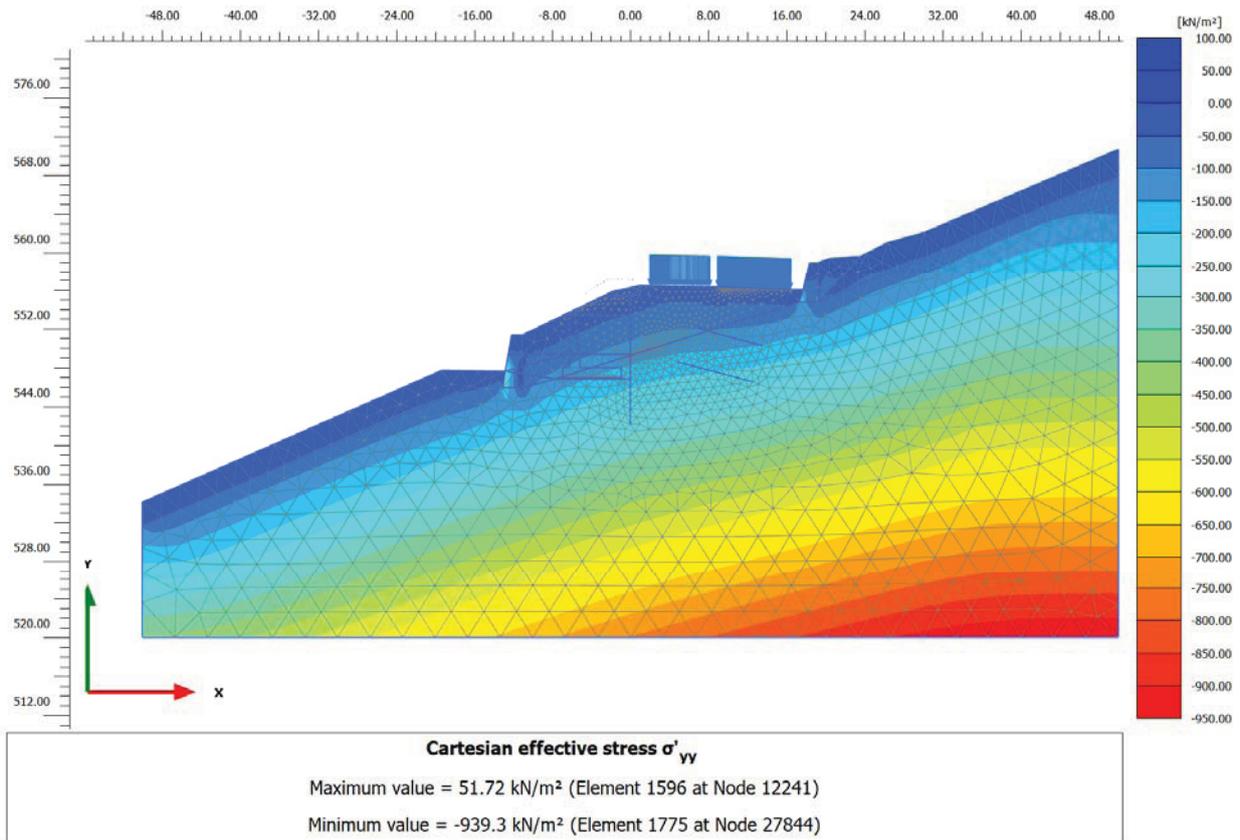


Figura 7: Tensioni verticali efficaci.

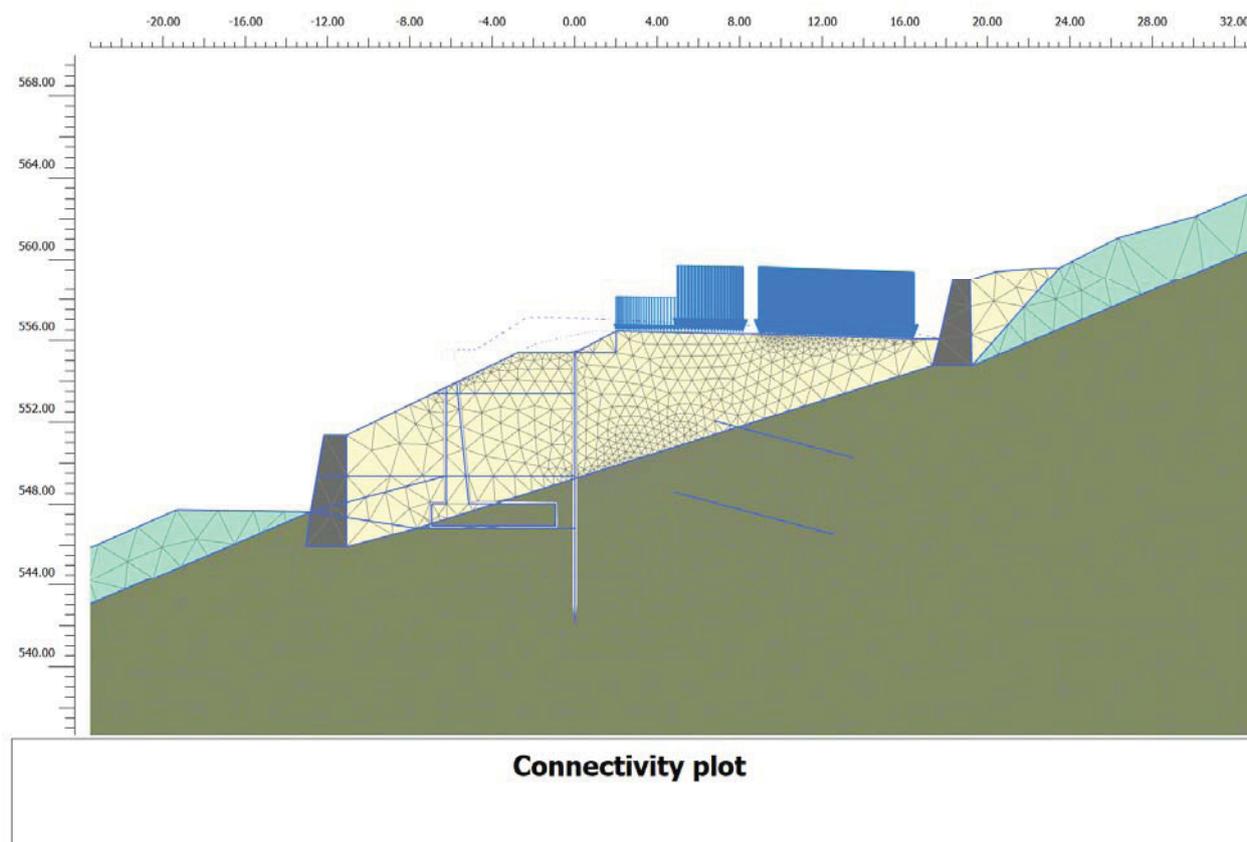


Figura 8: Prescavo per realizzazione micropali.

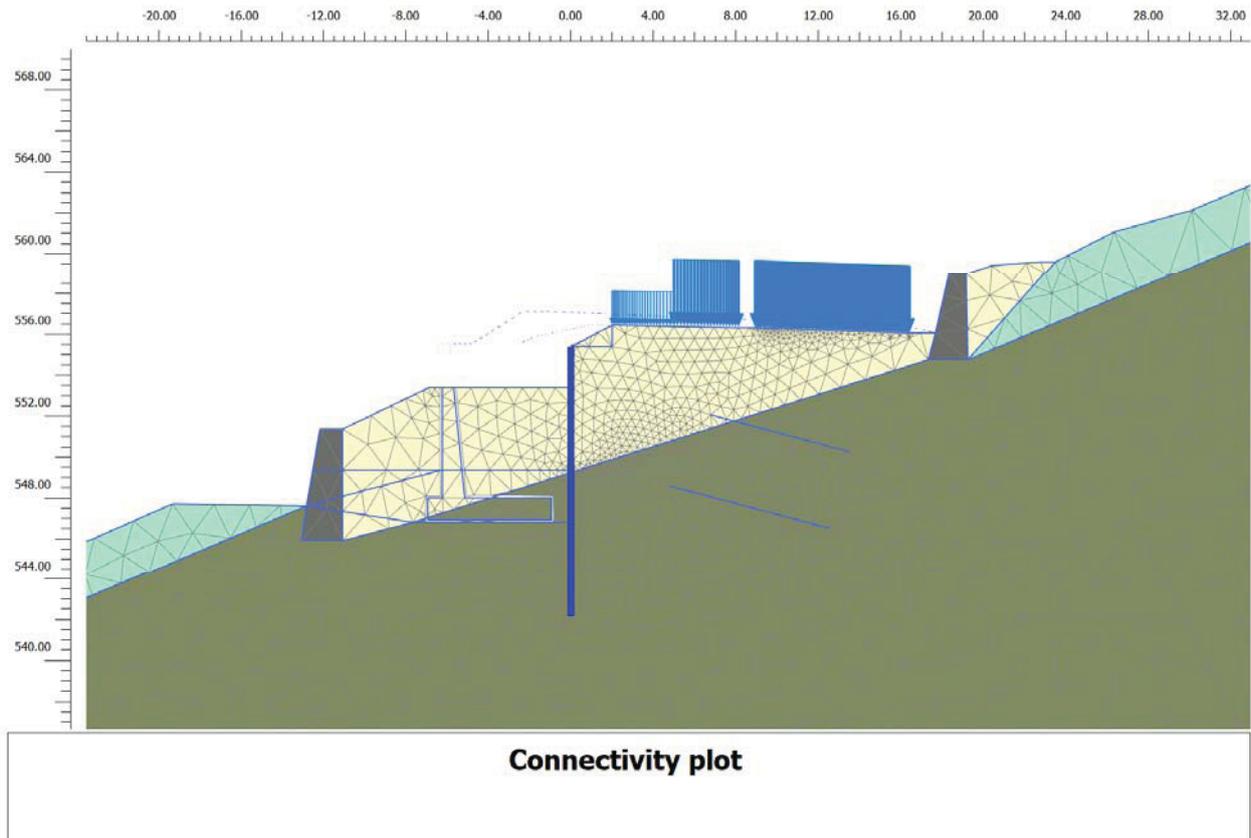


Figura 9: Scavo per realizzazione tiranti.

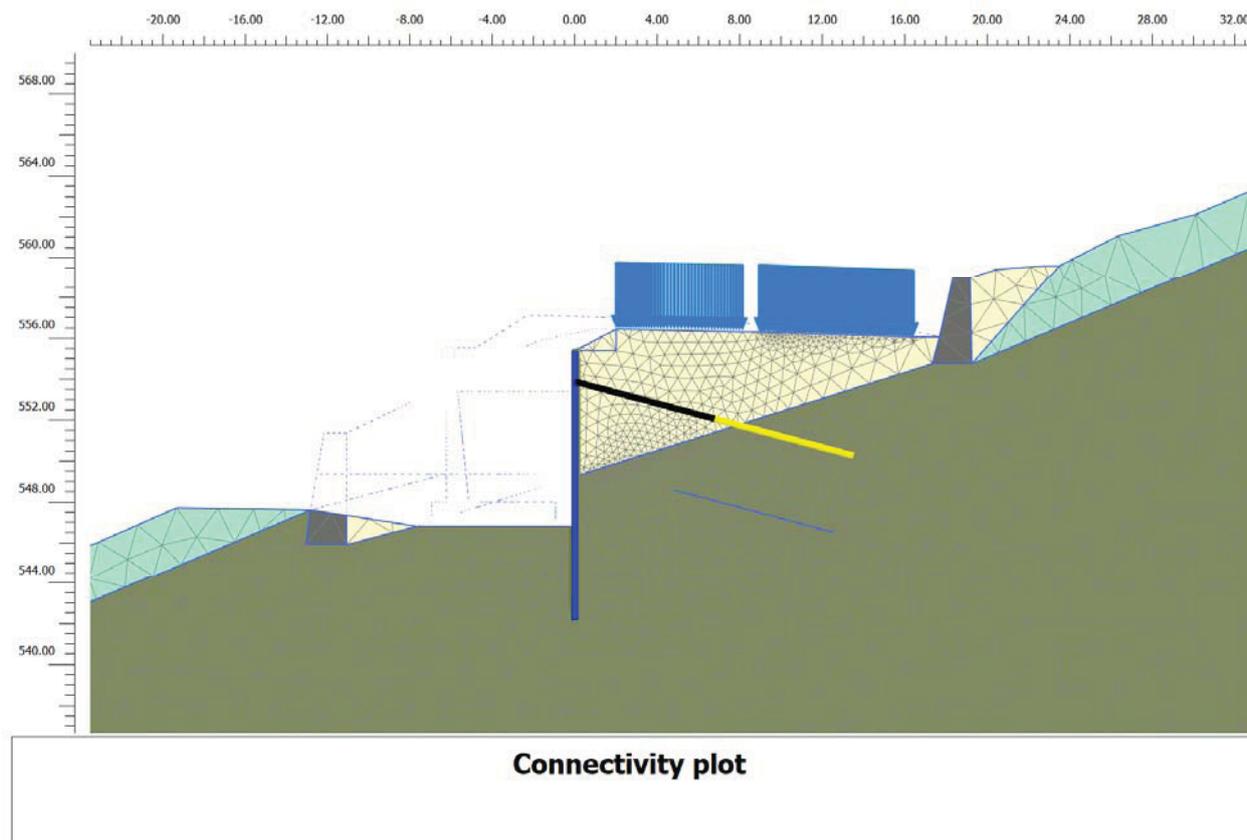


Figura 10: Scavo massimo

8.5 RISULTATI DI CALCOLO

Nelle seguenti immagini si riporta:

- il campo di spostamenti totali al raggiungimento del fondo scavo massimo
- gli spostamenti della paratia in rappresentazione vettoriale
- le azioni interne di momento flettente, azione assiale e taglio sui micropali, come involucro di tutte le fasi esecutive modellate
- la tabella riassuntiva delle azioni interne massime nei micropali e nei tiranti
- evidenza della verifica di stabilità globale

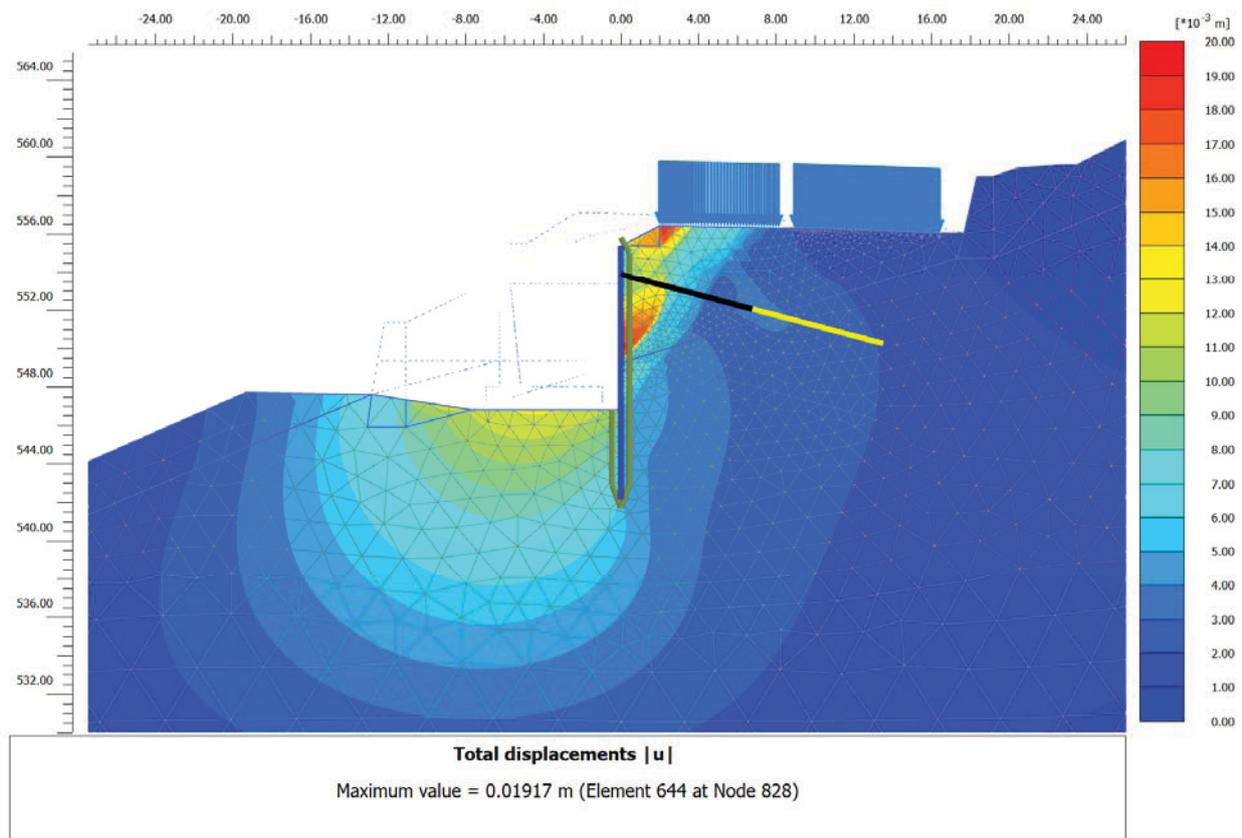


Figura 11: Spostamenti totali nella fase di scavo massimo

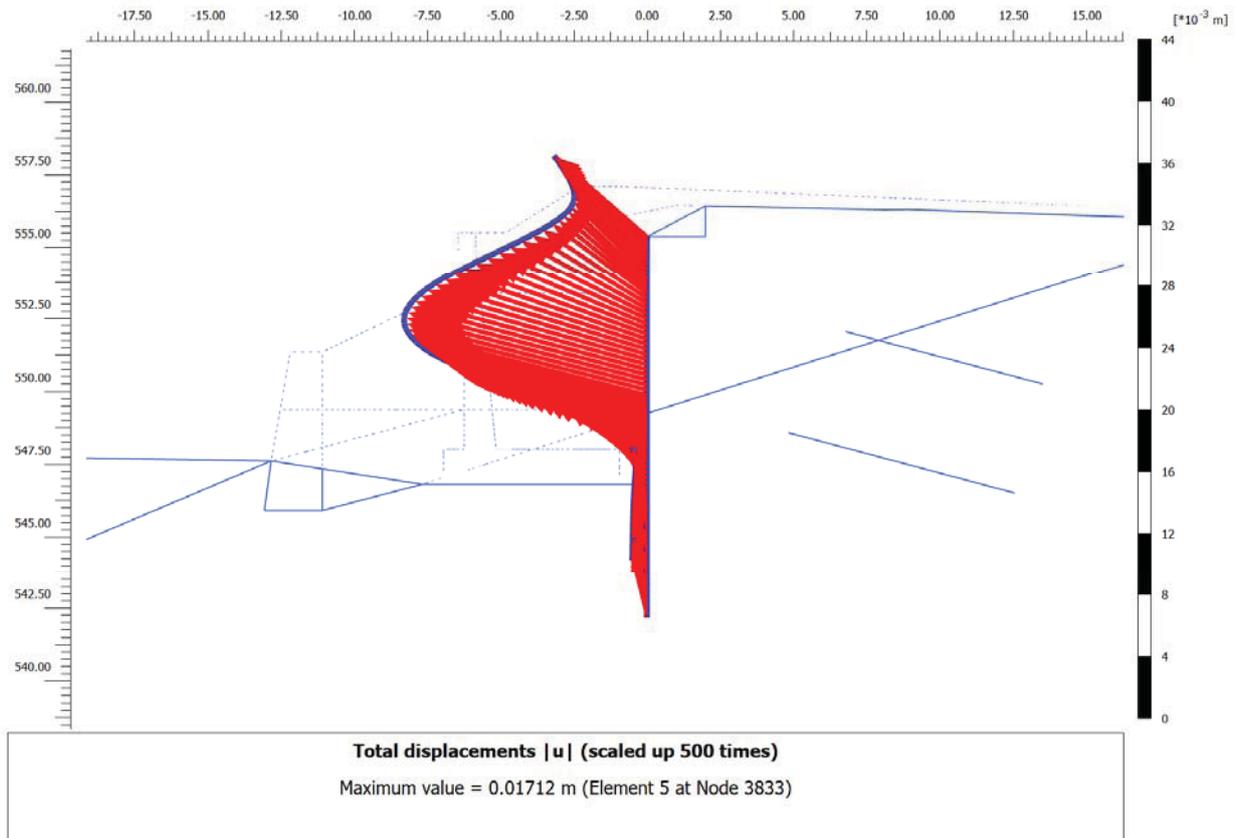


Figura 12: Spostamenti totali micropali al raggiungimento dello scavo massimo. $|u_{max}| = 2 \text{ mm}$

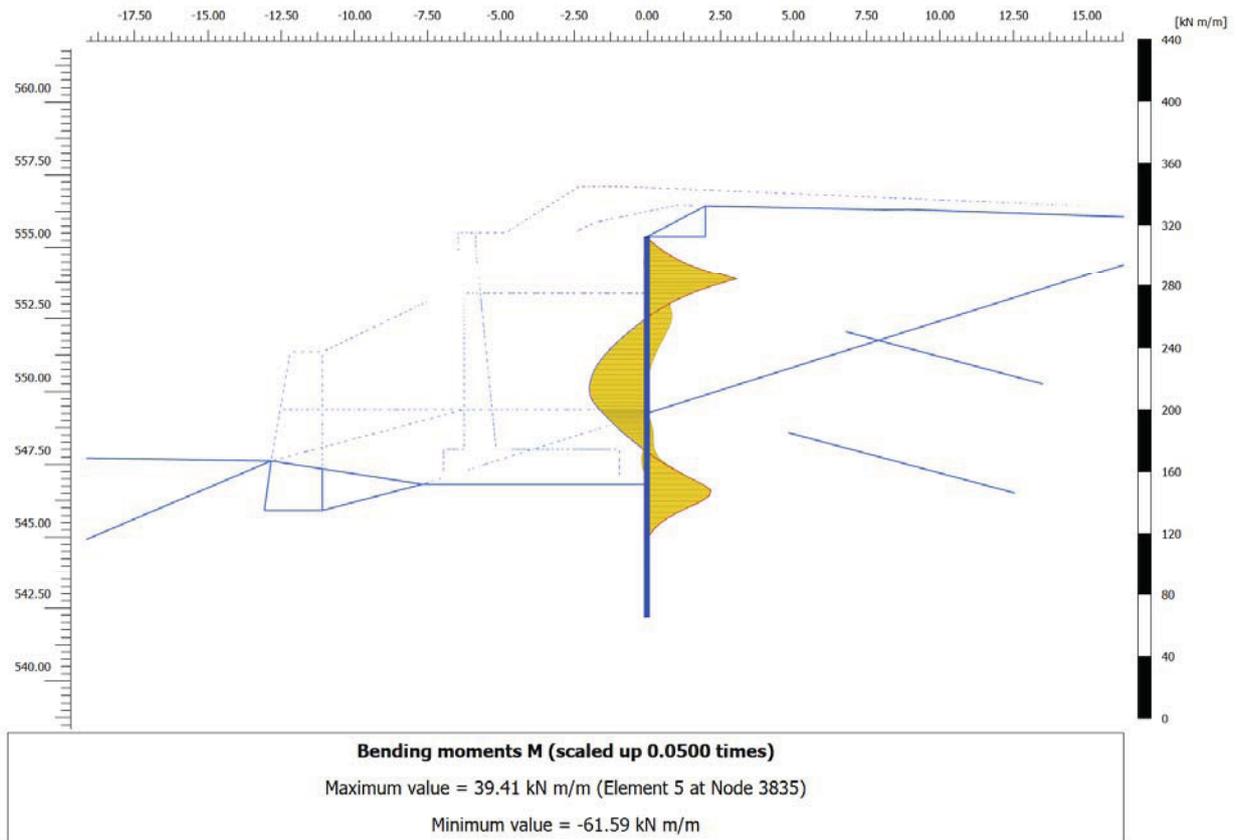


Figura 13: Involuppo momento flettente fasi esecutive

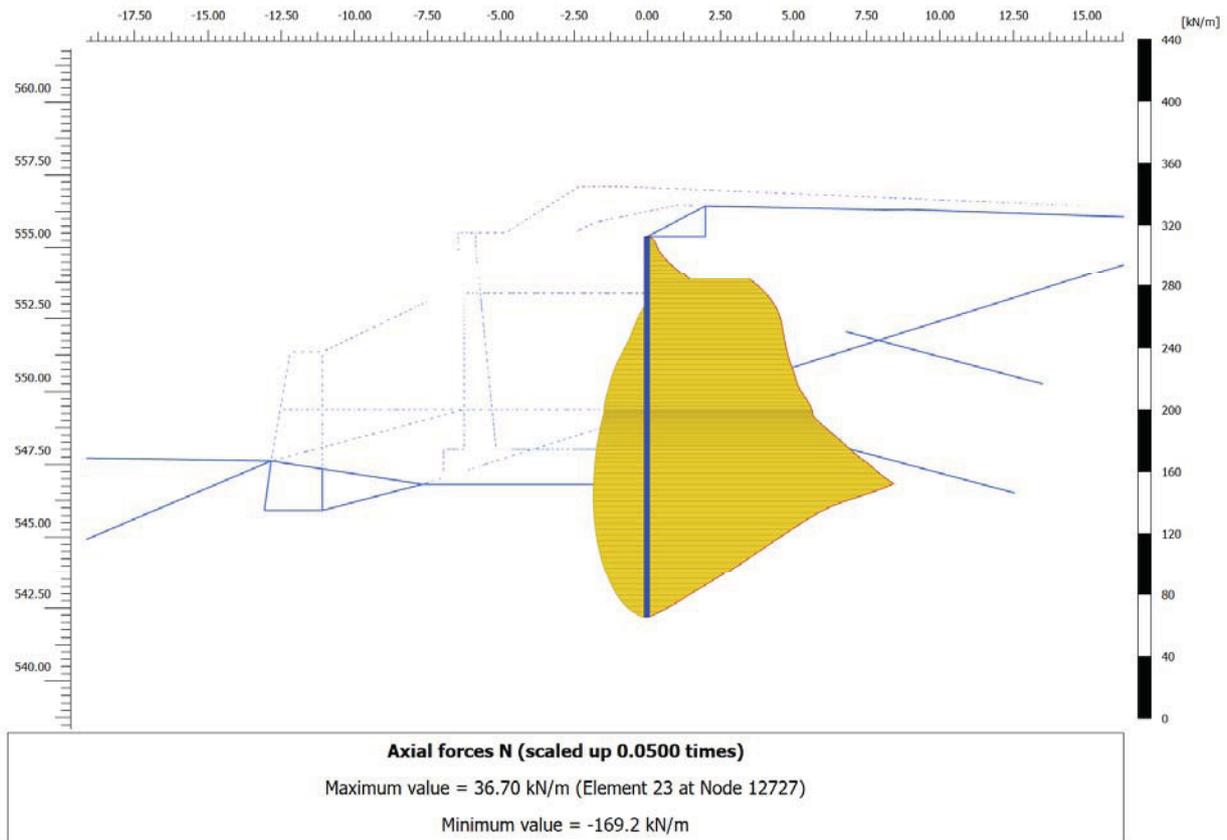


Figura 14: Involuppo azione assiale fasi esecutive.

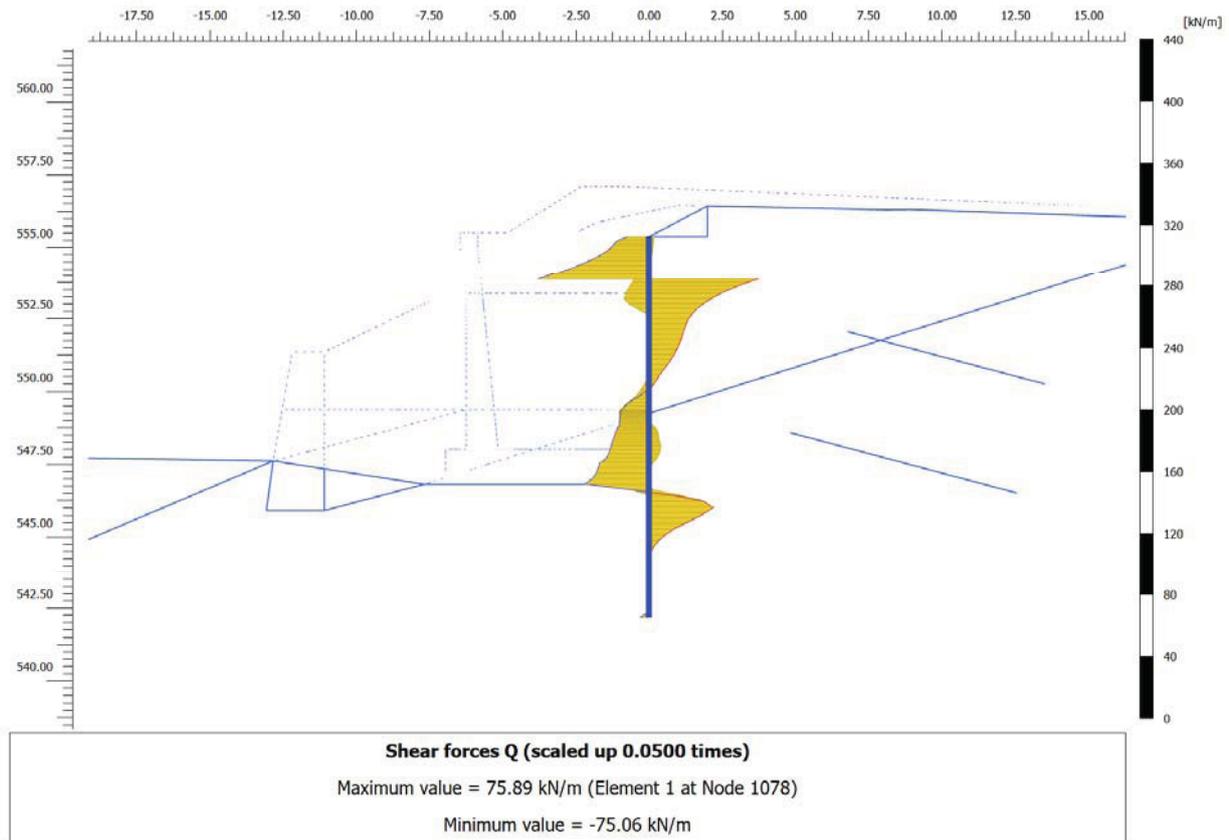


Figura 15: Involuppo taglio fasi esecutive.

Nella seguente tabella si riportano sinteticamente i massimi risultati in termini di azione interne sui micropali e di trazione sui tiranti, finalizzati le verifiche di resistenza.

Tabella 19 – Sintesi risultati micropali

SLE		
N _d	M _d	V _d
kN/m	kNm/m	kNm/m
169	62	76

Per quanto riguarda i tiranti si ottengono le seguenti azioni massime di calcolo.

Tabella 20 – Sintesi risultati tiranti

Ordine	SLE
1	421 kN

I valori allo SLU STR si ottengono amplificando i risultati allo SLE per il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.3$, in accordo a quanto assunto al paragrafo 8.1.

Nella seguente immagine si espone il campo di spostamenti globali ottenuti al termine dell'analisi *c-φ-reduction* effettuata con la finalità di soddisfare la verifica di stabilità globale dell'opera, nella configurazione di scavo massimo. Nella successiva immagine si riporta anche il diagramma dell'incremento del fattore di sicurezza con lo spostamento totale di un punto di controllo. Quest'ultimo evidenzia che il fattore di sicurezza alla stabilità globale ottenuto è superiore al minimo imposto dalla normativa, pari a 1.375 (cfr. 6.3), pertanto la verifica di stabilità globale è soddisfatta.

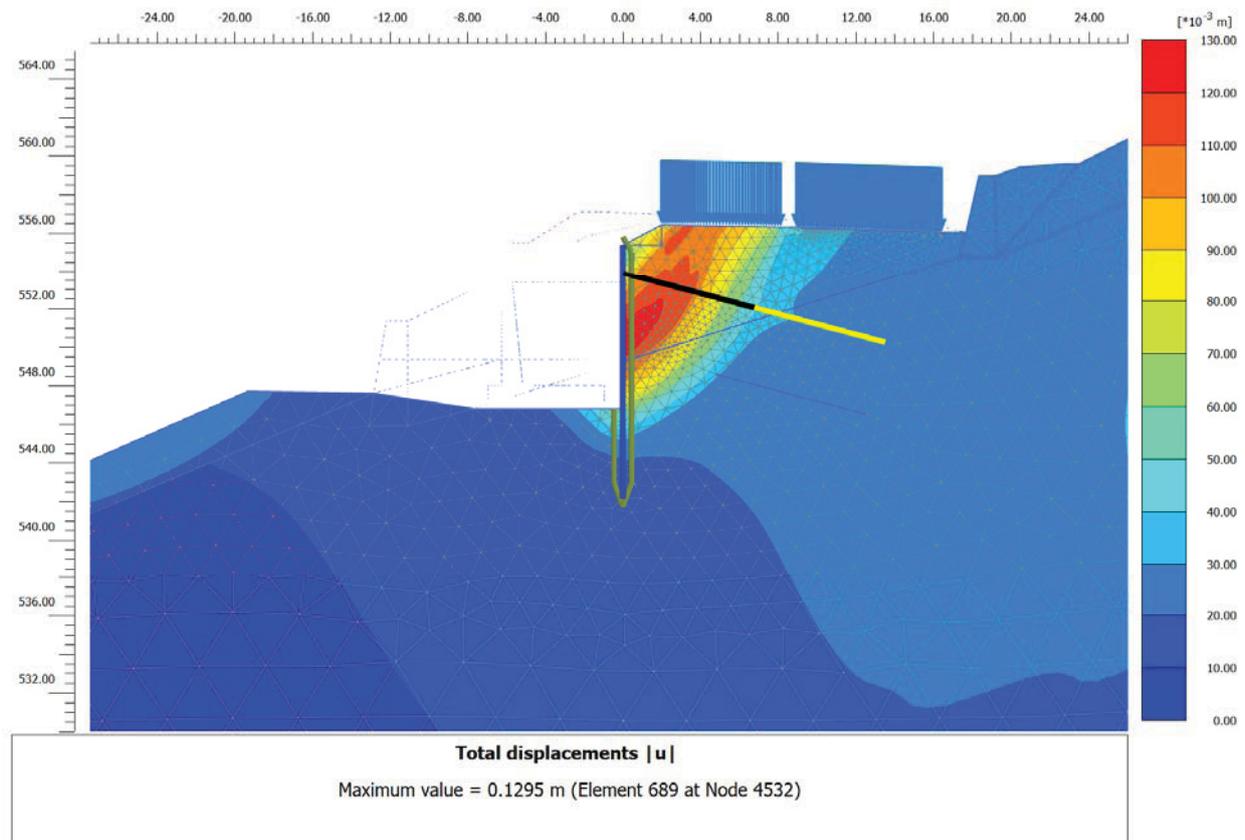


Figura 16: Spostamenti globali al termine della verifica di stabilità globale, in fase di scavo massimo, per FS = 1.53

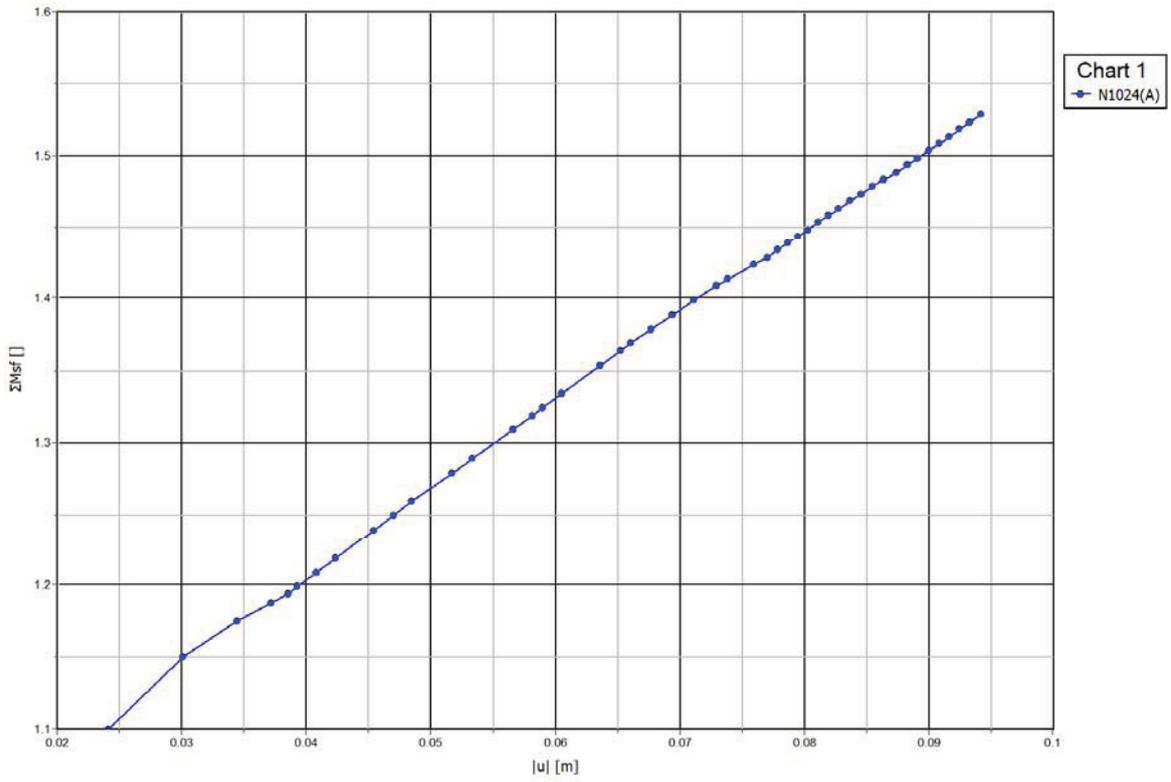


Figura 17: Sicurezza alla stabilità globale Vs spostamento totale del punto di controllo (FS=1.53)

8.6 VERIFICHE DI RESISTENZA

8.6.1 Verifica dell'armatura dei micropali

La verifica delle sezioni in acciaio viene eseguita secondo il criterio valido per sezioni compatte di classe 1 o 2 con il metodo plastico – *par. 4.2 – Costruzioni in Acciaio – N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008*, adottando per il materiale $f_{tk} = 510$ MPa (tensione caratteristica di rottura) e $f_{yk} = 355$ MPa (tensione caratteristica di snervamento) – acciaio S355 - *par. 11.3.4 – Acciai per Strutture Metalliche e per Strutture Composte - N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008*.

Note le massime sollecitazioni di taglio e momento flettente in condizione di SLU la verifica dei micropali è effettuata tramite le seguenti espressioni, per sezioni di classe 1 e 2:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \geq N_{Ed} \quad \text{per sola azione assiale;}$$

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \geq M_{Ed} \quad \text{per solo momento flettente;}$$

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yd} / \sqrt{3} \geq V_{Ed} \quad \text{per solo taglio;}$$

$$M_{y,V,Rd} = M_{c,Rd} (1 - \rho) \geq M_{Ed} \quad \text{per momento flettente e taglio;}$$

dove:

N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} sono il carico assiale, il momento e il taglio di progetto allo SLU/SLV

$N_{pl,Rd}$ è il carico assiale resistente

$M_{c,Rd}$ è il momento resistente per sola flessione

$V_{c,Rd}$ è il taglio resistente

A è l'area della sezione

W_{pl} è il modulo di resistenza plastico

A_v e ρ sono l'area resistente a taglio e il relativo fattore di riduzione della resistenza a flessione, dati dalle seguenti:

$$A_v = 2 \cdot A / \pi$$

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2$$

Per il caso in esame si adottano tubi $\varnothing 139.7 \times 10.0$ posti ad interasse 0.45 m. Le azioni massime di verifica allo SLU STR (ottenute amplificando lo SLE per $\gamma = 1.3$) involuppano tutte le fasi esecutive (cfr. Tabella 19). La seguente tabella espone i risultati delle verifiche di resistenza. La resistenza flessionale ridotta per effetto dell'azione assiale è valutata per mezzo del dominio di resistenza riportato nella successiva immagine. Risultando sempre $R_d > F_{Ed}$, le verifiche sono soddisfatte.

Tabella 21 - Verifiche di resistenza dei puntoni in acciaio di sezione circolare

AZIONI DI PROGETTO (F_{Ed})			RESISTENZE DI PROGETTO (R_d)						VERIFICA (>1)
N_{Ed} kN	M_{Ed} kNm	V_{Ed} kN	$N_{pI,Rd}$ kN	$M_{c,Rd}$ kNm	$V_{c,Rd}$ kN	$M_{y,V,Rd}$ kNm	$M_{N,y,Rd}$ kNm	$M_{y,V,Rd}$ kNm	$(R_d/F_{Ed})_{min}$ --
50	13	27	1378	57	506	57	55	55	4.26

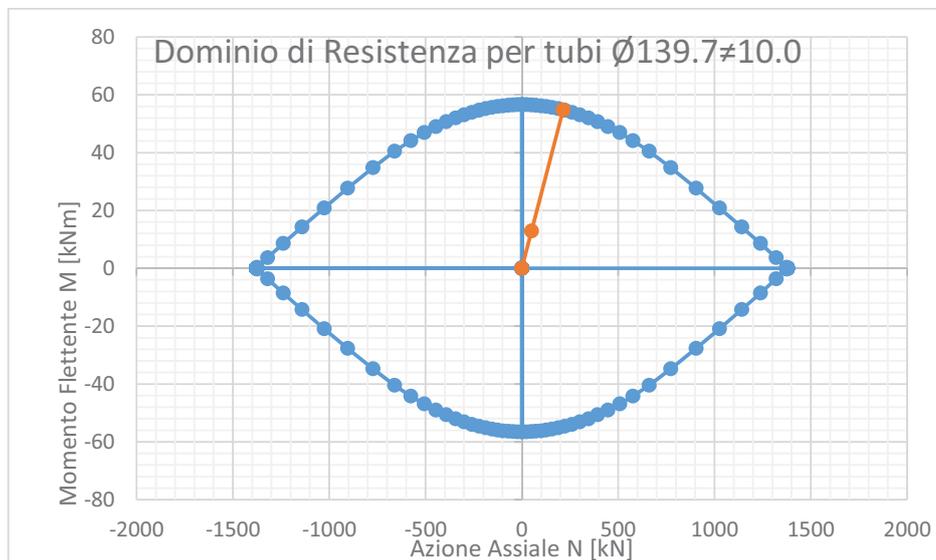


Figura 18: Dominio di resistenza e azioni di calcolo

8.6.2 Verifiche di resistenza e geotecniche dei tiranti

Le azioni massime di verifica allo SLU STR (ottenute amplificando lo SLE per $\gamma=1.3$) involuppano tutte le fasi esecutive (cfr. Tabella 20).

La resistenza dell'acciaio dei tiranti è data dalla seguente espressione.

$$N_{yd} = \frac{f_{p(1)k} A n_{tr}}{\gamma_s}$$

dove:

$f_{p(1)k} = 1670$ MPa è la resistenza caratteristica di rottura dell'acciaio dei trefoli

$A = 139$ mm² è l'area di ciascun trefolo

n_{tr} è il numero di trefoli per tirante

$\gamma_s = 1.15$ è il coefficiente parziale dell'acciaio

I parametri di verifica sono riportati nella seguente tabella. Risultando $N_{yd} > N_Q$, la verifica è soddisfatta.

Tabella 22 – Verifica di resistenza dell'acciaio dei tiranti

Ordine	n_{tr}	$f_{p(1)k}$	A (0.6")	N_{yd}	N_Q	FS
-	-	kPa	mm ²	kN	kN	-
1	4	1670	139	807	286	2.82

La fondazione dei tiranti (tratto attivo) sarà eseguita con iniezione di malta cementizia ad alta pressione con criteri di pressione e volumi controllati. In considerazione delle caratteristiche tecnologiche e della natura dei terreni si valutano le tensioni "caratteristiche" di adesione laterale limite fondazione-terreno $\alpha\tau_{lim}$, riferite al diametro nominale di perforazione. Tali valori sono in accordo a quanto suggerito dall'esperienza di Bustamante e Doix per il caso in esame: in Figura 19 si riporta l'abaco di riferimento per la τ_{lim} (da moltiplicare per $\alpha = 1.1$) per il litotipo in esame; il valore scelto corrisponde a $N_{SPT} = 50$, sicuramente cautelativo per la formazione delle Marne, prevalentemente litoide, in cui le prove SPT sono andate in gran parte a rifiuto (cfr. [4]).

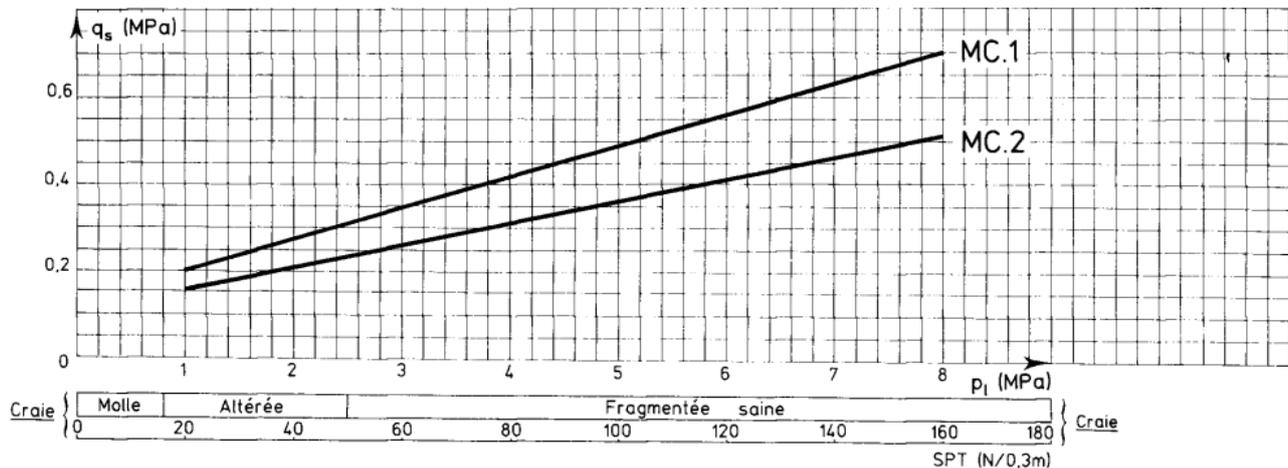


Figura 19: Abaco di Bustamante e Doix per Gessi, Marne e Marne Calcaree

L'espressione della resistenza del bulbo di fondazione è data dalla seguente. La verifica è meglio esplicitata dal coefficiente di sicurezza FS, che deve risultare non inferiore all'unità.

$$N_{Rf} = \frac{\pi D_p \alpha \tau_{lim} L_a}{\gamma_R \xi}; \quad FS = \frac{N_{Rf}}{N_Q}$$

dove:

- N_{Rf} è la resistenza di progetto dell'interfaccia tra il bulbo di fondazione ed il terreno
- $\alpha \tau_{lim}$ è la tensione di adesione laterale limite fondazione-terreno
- γ_R è il coefficiente parziale riduttivo della resistenza (=1.1 per provvisori; =1.2 per definitivi)
- ξ è il fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di profili di indagine.
- L_a è la lunghezza attiva
- D_p è il diametro di perforazione
- N_Q è lo sforzo allo stato limite ultimo

I parametri di verifica sono riportati nella seguente tabella. Risultando $N_{Rf} > N_Q$, la verifica è soddisfatta.

Tabella 23 - Verifica geotecnica della fondazione dei tiranti

Ordine	N_Q	D_p	$\alpha \tau_{lim}$	γ_R	ξ	L_a	N_{Rf}	FS
-	kN	mm	kPa	-	-	m	kN	-
1	286	160	250	1.2	1.8	7	407	1.42

8.6.3 Verifica della trave di ripartizione dei tiranti

Il momento flettente M_{\max} ed il taglio massimo T_{\max} sono calcolati modellando la trave di ripartizione come una trave continua su 4 appoggi disposti ad un interasse pari all'interasse fra i tiranti i e sollecitata da un carico uniformemente ripartito pari alla reazione dei tiranti $F_h = N_Q/i$.

$$M_{Ed} = \frac{N_Q}{i} \frac{i^2}{10}$$

$$T_{Ed} \cong \frac{N_Q}{i} \frac{i}{2}$$

Note le massime sollecitazioni di taglio e momento flettente in condizione di SLU la verifica dell'armatura dei micropali è effettuata tramite le seguenti espressioni, in conformità alla normativa vigente per sezioni di classe 1 e 2:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \geq N_{Ed}$$

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \geq M_{Ed}$$

$$V_{c,Rd} = A_V \cdot f_{yd} / \sqrt{3} \geq V_{Ed}$$

$$M_{y,V,Rd} = \left(W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_V^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot f_{yd} \geq M_{Ed}$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{c,Rd} (1-n) / (1-0.5 \cdot a) \geq M_{Ed}$$

$$M_{y,V,N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot (1-\rho) \cdot (1-n) / (1-0.5 \cdot a) \geq M_{Ed}$$

dove:

N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} sono il carico assiale, il momento e il taglio di progetto allo SLU/SLV

$N_{pl,Rd}$ è il carico assiale resistente

$M_{c,Rd}$ è il momento resistente per sola flessione

$V_{c,Rd}$ è il taglio resistente

$M_{y,V,Rd}$ è il momento resistente per $V_{Ed} > 0.5 \cdot V_{c,Rd}$

$M_{N,y,Rd}$ è il momento resistente per $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} > \min \left\{ a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A ; 0.5 \right\}$

A è l'area della sezione

W_{pl} è il modulo di resistenza plastico

b è la larghezza del profilato

h è l'altezza del profilato

t_w è lo spessore dell'anima

t_f è lo spessore delle ali

r è il raggio di curvatura

A_V e ρ sono l'area resistente a taglio e il relativo fattore di riduzione della resistenza a flessione, dati dalle seguenti:

$$A_V = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2$$

Nel caso di sezioni di classe 3 o 4, la verifica è effettuata in campo elastico, tramite il calcolo della tensione ideale σ_{id} , data dalla seguente:

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} = \sqrt{\left(\frac{M_{Ed}}{W_{el}} \right)^2 + 3 \left(\frac{T_{Ed}}{A_v} \right)^2} \leq f_{yd}$$

dove W_{el} è il modulo di resistenza elastico.

La tensione di progetto dell'acciaio f_{yd} , si ottiene dalla tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio f_{yk} (355 MPa), fattorizzata con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.05$. Le principali caratteristiche della sezione sono le seguenti:

Profilo:	HE 180 A	
n. profili =	2	
classe:	2	
W_{el} =	294	cm ³
A =	45	cm ²
W_{pl} =	325	cm ³
A_v =	14.5	cm ²
b =	180	mm
h =	171	mm
t_w =	6	mm
t_f =	9.5	mm
r =	15	mm

Nella seguente tabella si riportano i risultati delle verifiche, che risultano sempre soddisfatte:

Tabella 24 - Verifica delle travi di ripartizione dei tiranti

DATI TIRANTI			AZIONI DI PROGETTO (F_{Ed})			RESISTENZE DI PROGETTO (R_d)						VERIFICA (>1)
Ordine	N_Q kN	i m	N_{Ed} kN	M_{Ed} kNm	V_{Ed} kN	$N_{pl,Rd}$ kN	$M_{c,Rd}$ kNm	$V_{c,Rd}$ kN	$M_{y,V,Rd}$ kNm	$M_{N,y,Rd}$ kNm	$M_{y,V,N,Rd}$ kNm	(R_d/F_{Ed}) _{min}
-												--
1	286	3.15	0	90	143	3063	220	567	220	220	220	2.44

9. VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

L'analisi di stabilità globale è effettuata tramite il codice Plaxis, tramite il modello FEM 2D descritto nei paragrafi precedenti. In particolare, a partire dalla Fase 6. di calcolo (cfr. § 8.4), si prosegue l'analisi tramite i seguenti step:

- Fase 8. Sistemazione finale dell'opera e applicazione dei carichi stradali (SLE R).
- Fase 9. Applicazione della spinta sismica (statica-equivalente) allo SLV.
- Fase 10. A partire dalla fase statica SLE R (Fase 8.) e dalla fase sismica SLV (Fase 9.) si esegue la verifica di stabilità globale, riducendo progressivamente i parametri di resistenza al taglio dei terreni (*ϕ' - c' reduction method*) fino al collasso del sistema geotecnico, verificando un fattore di sicurezza globale maggiore di 1.375 (FS min = 1.25 x 1.1), in osservanza alla normativa per la verifica SLU GEO (cfr. § 6.3).

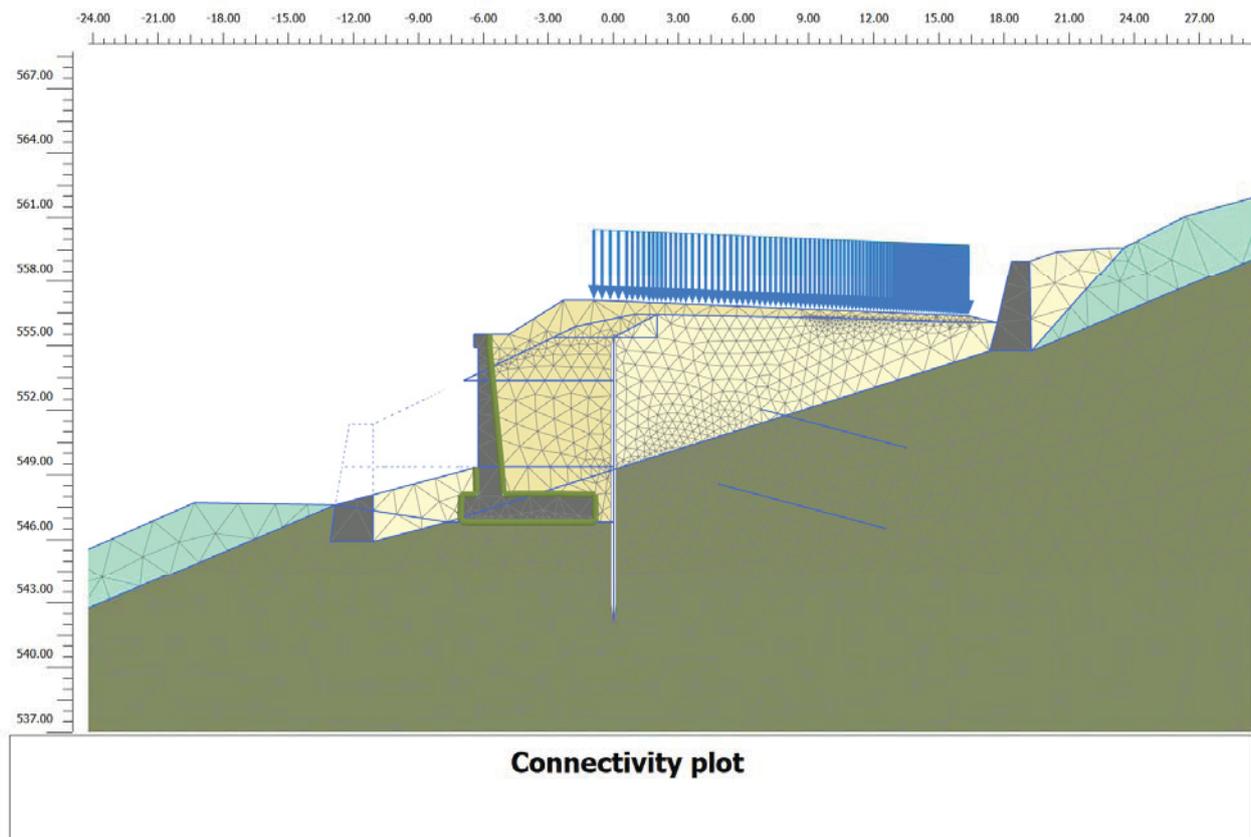


Figura 20: Sistemazione finale (SLE QP)

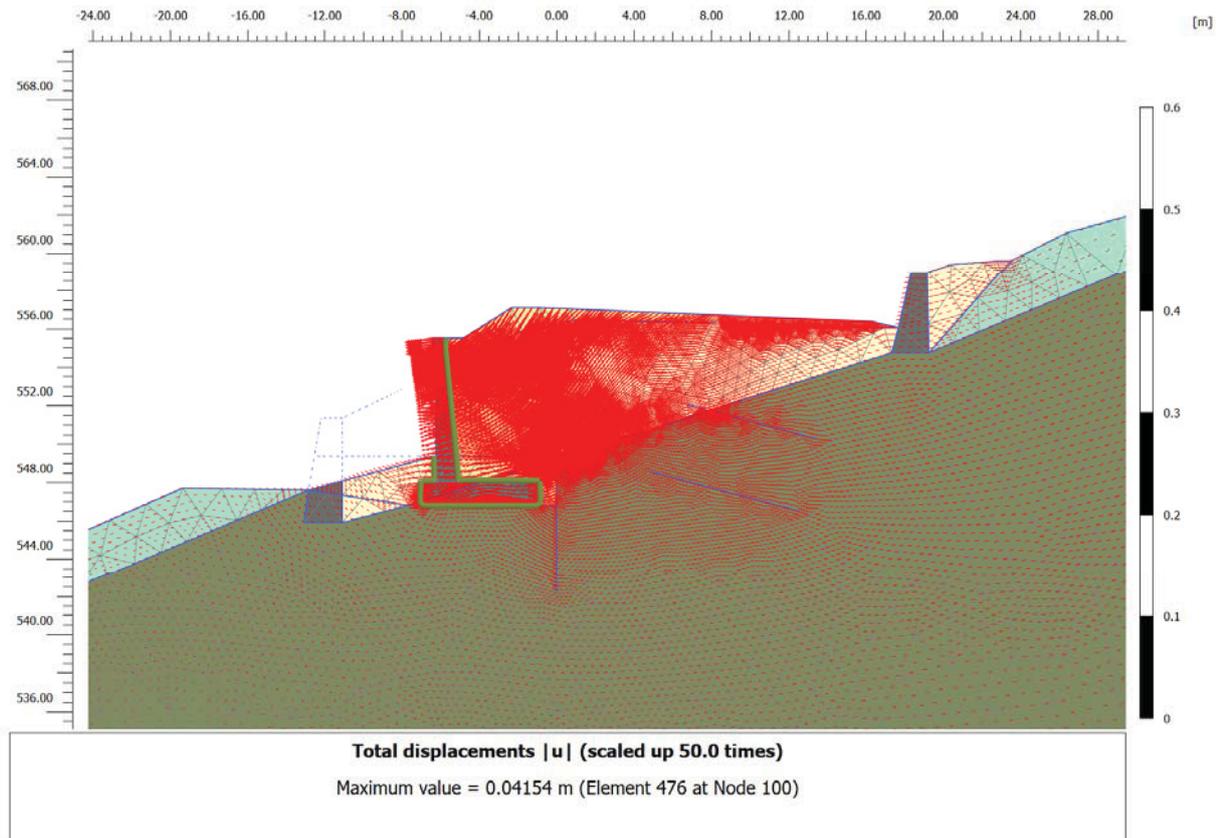


Figura 21: Applicazione dell'azione sismica (vettori spostamento risultanti)

9.1 METODOLOGIA

La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo ($\phi' - c'$ reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \phi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

$$c'_{prova} = c' / FS_{prova}$$

$$\phi'_{prova} = \arctan(\tan \phi' / FS_{prova})$$

In Figura 22 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

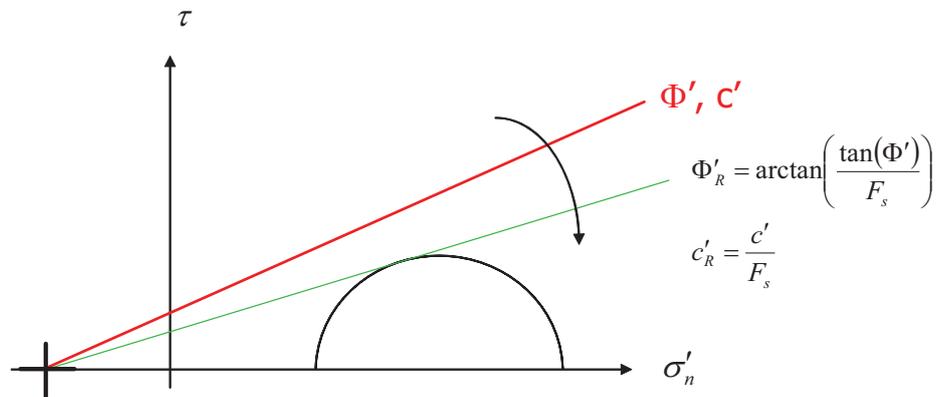


Figura 22: Phi-c reduction method

Rispetto ai classici metodi dell'equilibrio limite presenta numerosi vantaggi (e.g. Dawson and Roth, 1999, and Cala and Flisiak, 2001):

- le superfici di rottura si propagano in maniera "naturale"; quindi non occorre specificare preventivamente i cinematismi e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede al definizione di ipotesi di calcolo "artificiali" (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);
- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti.
- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile (si noti che i metodi classici dell'equilibrio limite prescindono dalla valutazione degli spostamenti e non richiedono pertanto la conoscenza dei legami tensioni-deformazioni ma del solo criterio di resistenza dei terreni interessati).

Le analisi di stabilità sono svolte a partire dalle configurazioni di progetto, provvisorie o definitive, maggiormente cautelative, ossia la fase di raggiungimento dello scavo massimo, la fase di applicazione dei carichi accidentali a monte (se presente) e la fase sismica.

Tale analisi equivalgono alla verifica SLU (GEO) prevista dalla normativa vigente: combinazione 2 (A2+M2+R2), in base alla quale la stabilità geotecnica deve essere verificata con i parametri di resistenza del terreno ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 ($\gamma_M = 1.25$ sia per la coesione sia per la resistenza al taglio, $\gamma_R = 1.1$). Pertanto, per verificare le verifiche di stabilità geotecnica richieste dalla normativa occorre avere $FS > 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$.

9.2 RISULTATI DI CALCOLO

Nelle seguenti immagini si espone il campo di spostamenti globali ottenuti al termine dell'analisi $c-\varphi$ -reduction effettuata con la finalità di soddisfare la verifica di stabilità globale dell'opera, in condizioni statiche e sismiche. Nella successiva immagine si riporta anche il diagramma dell'incremento del fattore di sicurezza con lo spostamento totale di un punto di controllo. Quest'ultimo evidenzia che il fattore di sicurezza alla stabilità globale ottenuto è superiore al minimo imposto dalla normativa, pari a 1.375 (cfr. § 6.3) pertanto la verifica di stabilità globale è soddisfatta.

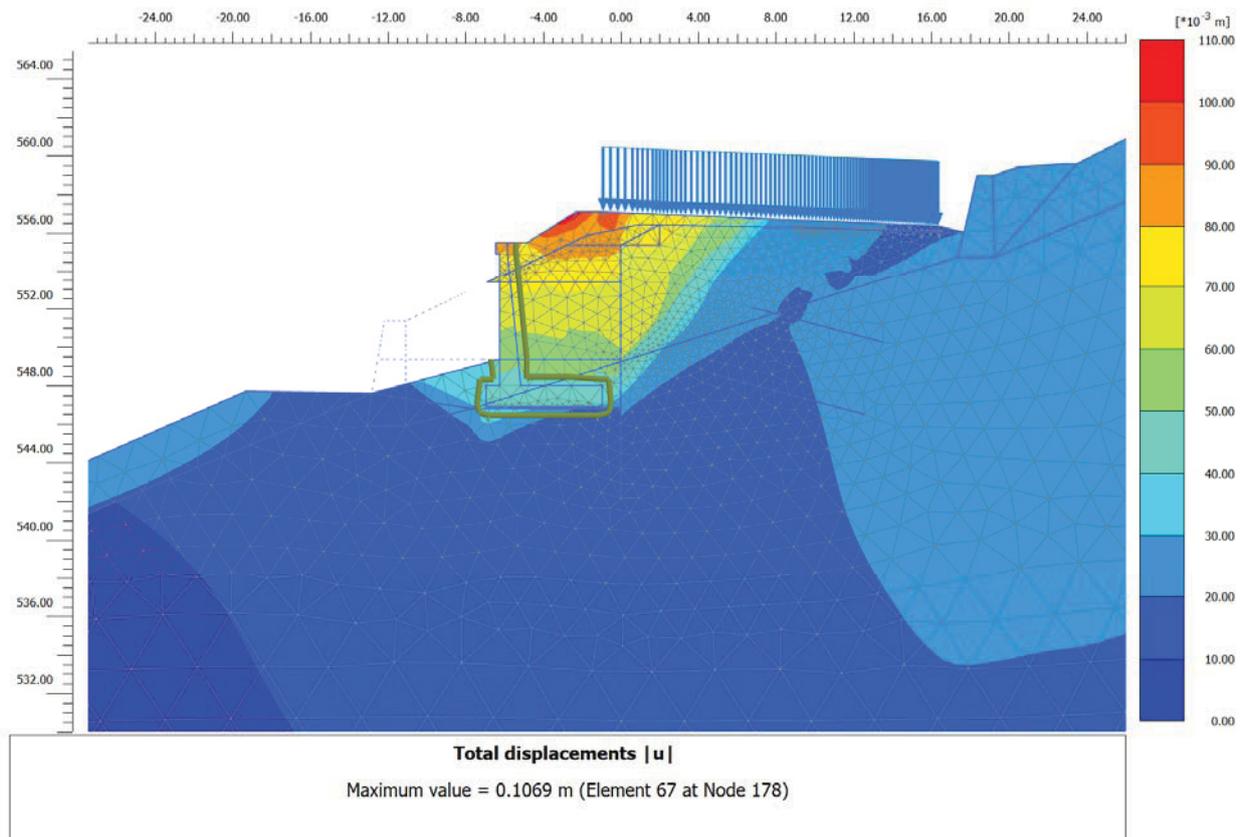


Figura 23: Spostamenti globali al termine della verifica di stabilità globale, in fase di scavo massimo, per FS = 1.56

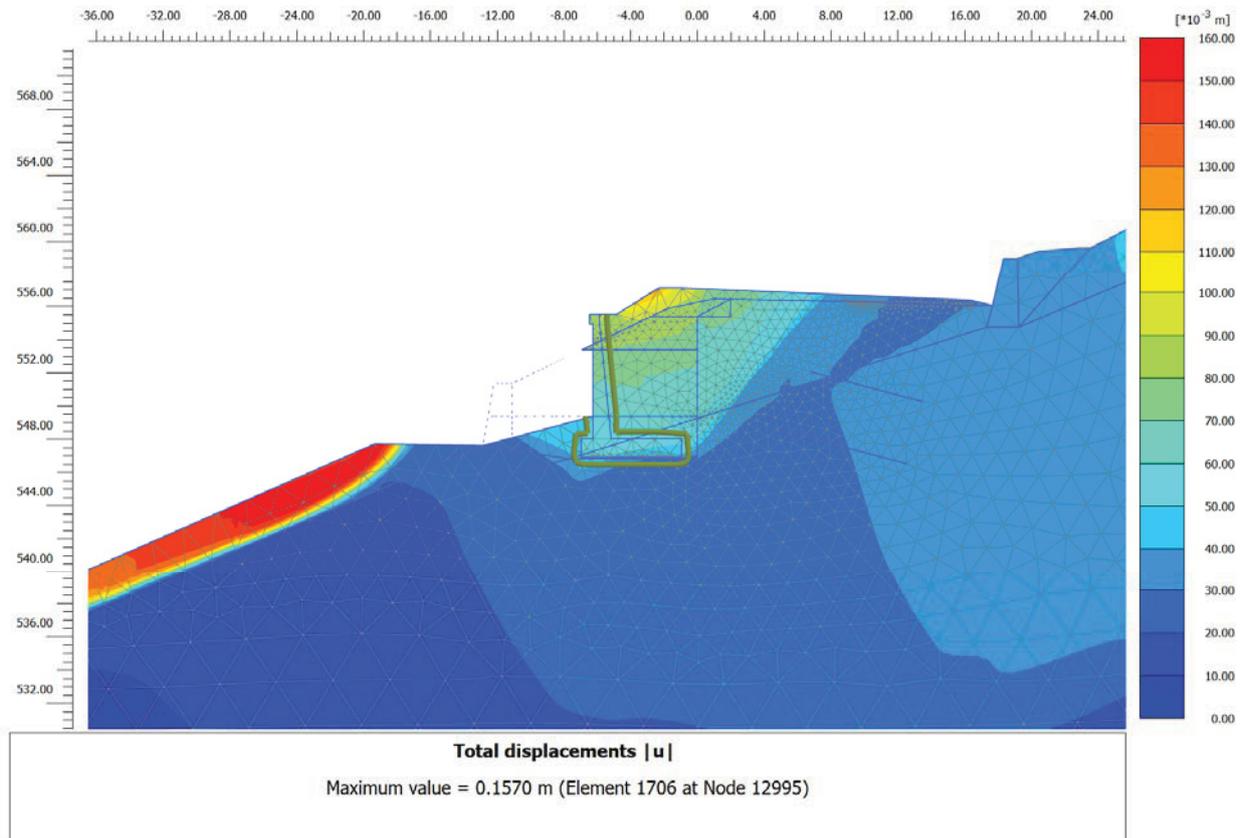


Figura 24: Spostamenti globali al termine della verifica di stabilità globale, in fase sismica (SLV GEO), per FS = 1.54

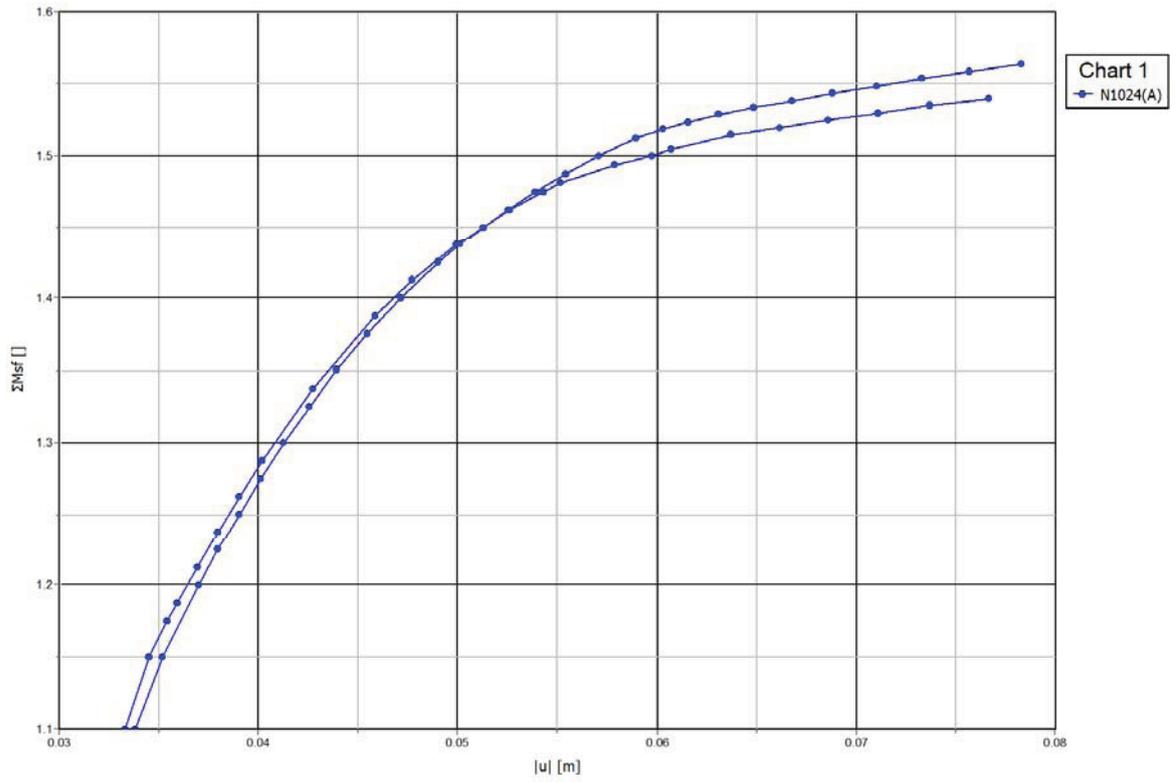
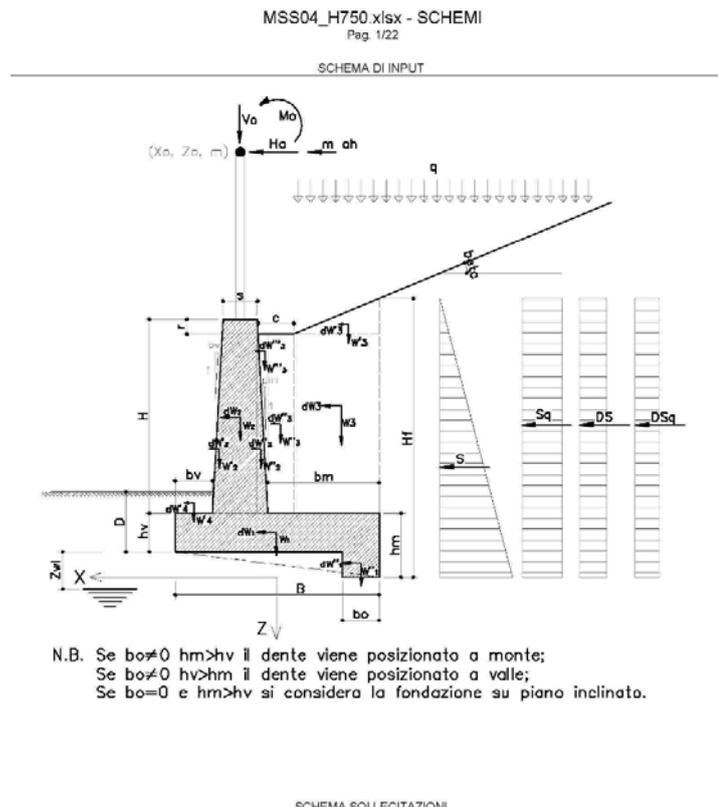


Figura 25: Sicurezza alla stabilità globale Vs spostamento totale del punto di controllo (FS=1.54)

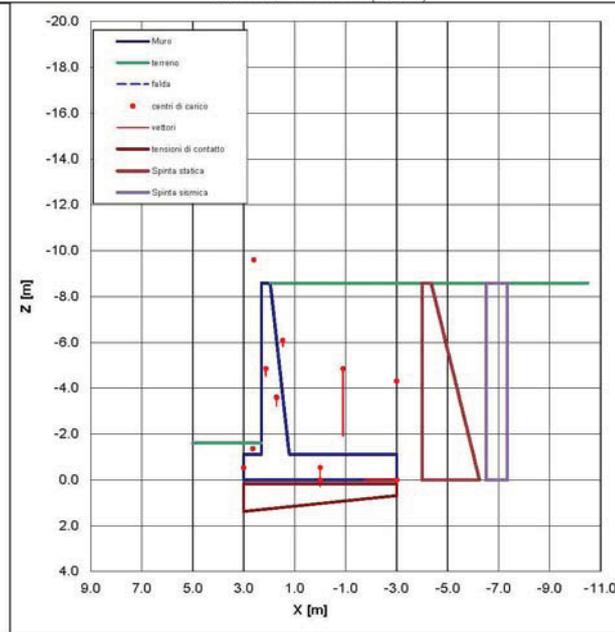
10.ALLEGATO 1: TABULATI DI VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO

10.1 SEZIONE TIPO 1

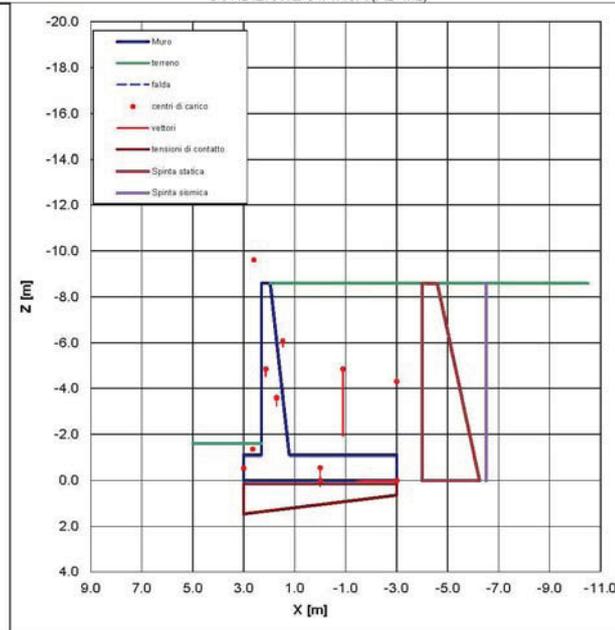


MSS04_H750.xlsx - GRAFICI
Pag. 222

CONDIZIONE SISMICA (A2+M2)



CONDIZIONE STATICA (A2+M2)



MSS04_H750.xlsx - Sismica SLV GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 3/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente						
	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{hd} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{hd} [grad]	30.2	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{hd} [kPa]	0.0	24.0	24.0	4.0	4.0	coesione di progetto
δ'_{hs} [grad]	24.0	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{hd} [grad]	24.0	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-8.6	11.4	11.4	11.4	11.4	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione						
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5					peso di volume del terreno caratteristico
γ_{fd} [kN/m ³]	18.5					peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{fs} [grad]	30.0					angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{fd} [grad]	24.8					angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{fs} [kPa]	5.0					coesione caratteristica
c'_{fd} [kPa]	4.0					coesione di progetto
δ'_{fs} [grad]	30.0					angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno
δ'_{fd} [grad]	30.0					angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno
Falda						
γ_{wa} [kN/m ³]	10.0					peso di volume dell'acqua caratteristico
γ_{wd} [kN/m ³]	10.0					peso di volume dell'acqua di progetto
$z_{w,inf}$ [m]	20.00					quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)
$z_{w,monte}$ [m]	20.00					quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)
Caratterizzazione sismica						
Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe						
a_g [g]	0.060					accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido
S_w [-]	1.50					fattore di amplificazione stratigrafica
S_t [-]	1.20					fattore di amplificazione topografica
β_w [-]	0.19					coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima
K_h [-]	0.019					coefficiente sismico orizzontale
K_v [-]	-0.010					coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)
θ [grad]	1.12					angolo di inclinazione sismica
H_f x	0.500					posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hf=0.50)
Caratteristiche geometriche						
H [m]	7.50					altezza del muro (da estradosso fondazione)
h_{fu} [m]	1.10					altezza della fondazione a filo monte
h_{fv} [m]	1.10					altezza della fondazione a filo valle
B [m]	6.00					larghezza della fondazione
bo [m]	0.00					larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)
bv [m]	0.70					larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle
bm [m]	4.21					larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante
s [m]	0.34					spessore del muro in elevazione
pv [-]	0.00					pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle
pm [-]	0.10					pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte
c [m]	0.40					pianerottolo sopra il muro
β [grad]	0.0					inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno
r [m]	0.00					riazo del muro sopra terreno di monte
R [m]	0.50					ricoprimento della fondazione a valle
D [m]	1.60					approfondimento della fondazione a valle
HF [m]	8.60					altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)
ψ [grad]	90.0					inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)
γ_{fcs} [kN/m ³]	25.0					peso di volume del muro
γ_{fcd} [kN/m ³]	25.0					peso di volume del muro
i [grad]	0.0					contropendenza del piano di fondazione
Sovraccarico						
q_{ps} [kN/m ²]	29.6					sovraccarico permanente caratteristico
q_{pd} [kN/m ²]	0.0					sovraccarico accidentale caratteristico
q_d [kN/m ²]	29.6					valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)
Carichi concentrati						
X_c [m]	0.00					coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)
Z_c [m]	0.00					ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)
V_0 [kN/m]	0.00					componente verticale della forza (positiva se verso il basso)
H_0 [kN/m]	0.00					componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)
M_0 [kN m/m]	0.00					momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)
V_1 [kN/m]	0.00					componente verticale della forza (positiva se verso il basso)
H_1 [kN/m]	0.00					componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)
M_1 [kN m/m]	0.00					momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)
X_m [m]	2.60					coordinata X del centro di applicazione della massa sismica
Z_m [m]	-9.60					ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica
massa [kg/m]	0.00					massa sismica concentrata

MSS04_H750.xlsx - Sismica SLV GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 4/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.019	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	-0.010	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terreno		
θ [grad]	0.0	1.1			

	Unità 1		---		---		---		---		angolo di resistenza al taglio del terreno angolo di resistenza al taglio muro-terreno
	statico	sismico									
φ' [grad]	30.2	30.2	32.0	32.0	32.0	32.0	22.2	22.2	22.2	22.2	
δ' [grad]	24.0	24.0	32.0	32.0	32.0	32.0	22.2	22.2	22.2	22.2	
ka, ka_s [-]	0.294	0.307	0.277	0.290	0.277	0.290	0.394	0.409	0.394	0.409	coefficiente di spinta attiva

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	2.444	2.371	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancelotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	8.60	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a,k [kN/m]	276	spinta statica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
S'a_s,k [kN/m]	288	spinta sismica efficace		
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	2.348	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	75.21	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	75.21	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		

	F _x [kN]	F _y [kN]	x [m]	z [m]	M _{x,stat} [kNm]	M _{x,s} [kNm]		
S	252.48	112.41	-3.00	-	607.02	902.96	spinta statica	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
ΔS	10.74	4.78	-3.00	-4.30	28.70	46.20	Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
Rp	0.00	0.00	3.00	-0.53			resistenza passiva applicata a DG	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00			forze concentrate (verticale e orizzontale)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00			momento concentrato	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
m _h	0.00	0.00	2.60	-9.60			massa sismica concentrata	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W1	0.00	165.00	0.00	-0.55	445.50		peso della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W2	0.00	63.75	2.13	-4.85	49.92		peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*2	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*2	0.00	70.31	1.71	-3.60	81.63		peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W3	0.00	584.14	-0.90	-4.85	2047.69		peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W*3	0.00	52.03	1.46	-6.10	72.12		peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W4	0.00	6.48	2.65	-1.35	2.04		peso del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW1	3.21	-1.60	0.00	-0.55		7.23	inerzia della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW2	1.24	-0.62	2.13	-4.85		7.20	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*2	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*2	1.37	-0.68	1.71	-3.60		6.38	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW3	11.36	-5.68	-0.90	-4.85		84.91	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*3	1.01	-0.51	1.46	-6.10		7.64	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW4	0.13	-0.06	2.65	-1.35		0.21	inerzia del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
ΣF	281.5	1049.7			ΣM =	3334.6	1062.7	

Risultanti sul piano di fondazione

V [kN]	= ΣF _y =	1049.7	risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN]	= ΣF _x =	281.5	risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m]	=	2.60	distanza risultante dallo spigolo di valle
ex [m]	=	<B/6	eccentricità del carico in fondazione (= M/V)
Bex [m]	=	5.20	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]

MSS04_H750.xlsx - Sismica SLV GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 5/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = **3334.6** *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = **1062.7** *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = **3.14** *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = **281.5** *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = **1049.7** *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = **281.5** *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = **606.1** *resistenza di progetto*
Rd / Td = **2.15** *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 z_R [m] = 4.89 *profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ ϕ /2)]*
 z_{90} [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano di fondazione)*
 γ'_{LIM} [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 24.8 *angolo di resistenza al taglio di progetto* **0.433 [rad]**
 c'_s [kPa] = 4.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 6.00 *larghezza della fondazione*
L [m] = **100.0** *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.60 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* **0.000 [rad]**

Caratteristiche carico in fondazione

V [kNm] = 1049.7 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kNm] = 281.5 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.40 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 5.20 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = 201.7 *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_u				
$\gamma'_{Lk} B / 2$ [kNm ²]	48.14	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	4.00	/	coesione			
q'_s [kPa]	/	/	29.60	pressione efficace di confinamento			
N	10.66	20.42	10.43	fattori di portanza			
S	1.01	1.03	1.01	fattori forma	K_{ϕ}	$I = 2.444$	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.11	1.10	fattori di approfondimento			
I	0.42	0.51	0.56	fattori di inclinazione del carico			
β	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	214.1	47.5	191.9	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	453.5			pressione limite			
Q_{lim} [kNm]	2360.3			carico limite			
FS [-]	2.46	FS = $(q_{lim} - q_u) / (q - q_u)$					
FS [-]	2.25	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.40 *eccentricità*
Bx [m] = 6.00 *larghezza sezione reagente in fondazione*
sx [kPa] = 175.0 *tensione di contatto medie*
 σ_A [kPa] = 244.6 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_R [kPa] = 228.3 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = 203.0 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = 105.4 *tensione di contatto spigolo monte*

$x_{m=0}$ [m] = **-7.54** *punto tensione di contatto nulla*
 x_A [m] = **3.00** *filo fondazione valle*
 x_R [m] = **2.30** *filo paramento valle*
 x_B [m] = **1.21** *filo paramento monte*
 x_S [m] = **-3.00** *filo fondazione monte*

do/dx [-] = 23.20

MSS04_H750.xlsx - Sismica SLV GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 6/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

N_{s1} [kN / m] = 118.8	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.84
T_{s1} [kN / m] = 115.9	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
M_{s1} [kN m / m] = 239.5	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.04
N_{s2} [kN / m] = 194.1	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	
T_{s2} [kN / m] = 194.7	taglio sul muro al p.c. di valle	
M_{s2} [kN m / m] = 548.6	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.09
N_s [kN / m] = 184.3	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	
T_s [kN / m] = 222.7	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 665.8	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_M [m] = 4.21	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_M [m] = 4.21	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m ²] = 164.63	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V2} [kN / m ²] = 164.63	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{V1} [kN / m] = 117.19	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_M [kN / m] = -161.2	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_M [kN m / m] = -738.2	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_V [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_V [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m ²] = 36.39	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V2} [kN / m ²] = 36.39	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_V [kN / m] = 140.0	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_V [kN m / m] = 49.7	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

H_D [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_D [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_D [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_p [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_p [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_B [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_B [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

MSS04_H750.xlsx - Statica SLU GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 7/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente

	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{hd} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{hd} [grad]	30.2	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{hd} [kPa]	0.0	24.0	24.0	4.0	4.0	coesione di progetto
δ'_{hs} [grad]	24.0	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{hd} [grad]	24.0	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-8.6	11.4	11.4	11.4	11.4	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	quota di base dell'unità

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_{fs} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno caratteristico	γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{fd} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno di progetto	
ϕ_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico	γ_{ϕ} [-] = 1.25
ϕ_{fd} [grad]	24.8	angolo di resistenza al taglio di progetto	0.433 [rad]
c'_{fs} [kPa]	5.0	coesione caratteristica	γ_c [-] = 1.25
c'_{fd} [kPa]	4.0	coesione di progetto	
δ'_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno	γ_{δ} [-] = 1.00
δ'_{fd} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno	0.524 [rad]

Falda

γ_{wa} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua caratteristico	γ_{wa} [-] = 1.00
γ_{wd} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua di progetto	
$z_{w,inf}$ [m]	20.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)	
$z_{w,monte}$ [m]	20.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)	

Caratterizzazione sismica

a_g [g]	0.000	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido	
S_a [-]	1.50	fattore di amplificazione stratigrafica	
S_t [-]	1.20	fattore di amplificazione topografica	
β_{ms} [-]	0.18	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	
K_h [-]	0.000	coefficiente sismico orizzontale	
K_v [-]	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)	statico sismico
θ [grad]	0.00		0.000 0.000 [rad]
$H_f x$	0.500	posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hf0.50)	

Caratteristiche geometriche

H [m]	7.50	altezza del muro (da estradosso fondazione)	
h_{mt} [m]	1.10	altezza della fondazione a filo monte	
h_{mv} [m]	1.10	altezza della fondazione a filo valle	
B [m]	6.00	larghezza della fondazione	
bo [m]	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)	
bv [m]	0.70	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle	
bm [m]	4.21	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante	
s [m]	0.34	spessore del muro in elevazione	
ρ_v [-]	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle	
ρ_m [-]	0.10	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte	
c [m]	0.40	pianerottolo sopra il muro	
β [grad]	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno	0.000 [rad]
r [m]	0.00	riazo del muro sopra terreno di monte	
R [m]	0.50	ricoprimento della fondazione a valle	
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle	
Hf [m]	8.60	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)	
ψ [grad]	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)	
γ_{fs} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro	γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{hd} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro	
i [grad]	0.0	contropendenza del piano di fondazione	0.000 [rad]

Sovraccarico

q_{ps} [kN/m ²]	29.6	sovraccarico permanente caratteristico	γ_q [-] = 1.00
q_{pd} [kN/m ²]	20.0	sovraccarico accidentale caratteristico	
q_k [kN/m ²]	56.9	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)	γ_q [-] = 1.36

Carichi concentrati

X_c [m]	0.00	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)	
Z_c [m]	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)	
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)	γ_{V_0} [-] = 1.00
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)	γ_{H_0} [-] = 1.00
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)	γ_{M_0} [-] = 1.00
V_1 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)	
H_1 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)	
M_1 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)	
X_m [m]	2.60	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica	
Z_m [m]	-9.60	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica	
massa [kg/m]	0.00	massa sismica concentrata	

MSS04_H750.xlsx - Statica SLU GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 8/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	0.0			
			statico	sismico	
			1.571	1.571 [rad]	
			0.000	0.000 [rad]	
			0.000	0.000 [rad]	

	Unità 1									
	statico	sismico								
φ' [grad]	30.2	30.2	32.0	32.0	32.0	32.0	22.2	22.2	22.2	22.2
δ' [grad]	24.0	24.0	32.0	32.0	32.0	32.0	22.2	22.2	22.2	22.2
ka, ka_s [-]	0.294	0.294	0.277	0.277	0.277	0.277	0.394	0.394	0.394	0.394

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	2.444	2.444	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancelotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	8.60	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a_k [kN/m]	345	spinta statica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
S'a_s_k [kN/m]	345	spinta sismica efficace		
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	2.444	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	77.89	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	77.89	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		

	F _x	F _y	x	z	M _{statico}	M _{sismico}	
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	
S	315.51	140.47	-3.00	-	758.56	1200.75	spinta statica
ΔS	0.00	0.00	-3.00	-4.30			Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf
Rp	0.00	0.00	3.00	-0.53			resistenza passiva applicata a D/3
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00			forze concentrate (verticale e orizzontale)
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00			momento concentrato
m _h	0.00	0.00	2.60	-9.60			massa sismica concentrata
W1	0.00	165.00	0.00	-0.55	445.50		peso della fondazione (soletta)
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (cuneo inclinato)
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (dente)
W2	0.00	63.75	2.13	-4.85	49.92		peso del paramento in elevazione
W*2	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del paramento in elevazione
W*2	0.00	70.31	1.71	-3.60	81.63		peso del paramento in elevazione
W3	0.00	584.14	-0.90	-4.85	2047.69		peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	52.03	1.46	-6.10	72.12		peso del terreno sulla fondazione di monte
W4	0.00	6.48	2.65	-1.35	2.04		peso del terreno sulla fondazione di valle
dW1	0.00	0.00	0.00	-0.55			inerzia della fondazione (soletta)
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (cuneo inclinato)
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (dente)
dW2	0.00	0.00	2.13	-4.85			inerzia del paramento in elevazione
dW*2	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del paramento in elevazione
dW*2	0.00	0.00	1.71	-3.60			inerzia del paramento in elevazione
dW3	0.00	0.00	-0.90	-4.85			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	1.46	-6.10			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW4	0.00	0.00	2.65	-1.35			inerzia del terreno sulla fondazione di valle
ΣF	315.5	1082.2			ΣM = 3457.5	1200.7	

Risultanti sul piano di fondazione

V [kN]	= ΣF _y =	1082.2	risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN]	= ΣF _x =	315.5	risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m]	=	2.54	distanza risultante dallo spigolo di valle
ex [m]	=	0.46	<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M/V)
Bex [m]	=	5.08	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]

MSS04_H750.xlsx - Statica SLU GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 9/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = **3457.5** *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = **1200.7** *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = **2.88** *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = **315.5** *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = **1082.2** *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = **315.5** *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = **824.9** *resistenza di progetto*
Rd / Td = **1.98** *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.5}$ [m] = 4.89 *profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ ϕ /2)]*
 $z_{0.6}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano fondazione)*
 $\gamma'_{1,eq}$ [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 24.8 *angolo di resistenza al taglio di progetto* 0.433 [rad]
 c'_s [kPa] = 4.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 6.00 *larghezza della fondazione*
L [m] = **100.0** *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.60 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* 0.000 [rad]

Caratteristiche carico in fondazione

V [kN/m] = 1082.2 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kN/m] = 315.5 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.46 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 5.08 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = 212.9 *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_u				
$\gamma'_{1k} B / 2$ [kNm ²]	47.01	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	4.00	/	coesione			
q'_s [kPa]	/	/	29.60	pressione efficace di confinamento			
N	10.66	20.42	10.43	fattori di portanza			
S	1.01	1.02	1.01	fattori forma	K_{ϕ}	$I = 2.444$	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.11	1.10	fattori di approfondimento			
I	0.36	0.46	0.53	fattori di inclinazione del carico			
β	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	190.4	44.2	180.7	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	415.3			pressione limite			
Q_{lim} [kNm]	2110.9			carico limite			
FS [-]	2.10	FS = $(q_{lim} - q_u) / (q - q_u)$					
FS [-]	1.95	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.46 *eccentricità*
Bx [m] = 6.00 *larghezza sezione reagente in fondazione*
sx [kPa] = 180.4 *tensione di contatto media*
 σ_A [kPa] = 263.1 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_R [kPa] = 243.8 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = 213.7 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = 97.6 *tensione di contatto spigolo monte*

$x_{m=0}$ [m] = -6.54 *punto tensione di contatto nulle*
 x_A [m] = 3.00 *filo fondazione valle*
 x_R [m] = 2.30 *filo paramento valle*
 x_B [m] = 1.21 *filo paramento monte*
 x_S [m] = -3.00 *filo fondazione monte*

do/dx [-] = 27.58

MSS04_H750.xlsx - Statica SLU GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 10/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

N_{s1} [kN / m] = 120.0	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.84
T_{s1} [kN / m] = 138.3	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
M_{s1} [kN m / m] = 295.1	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.04
N_{s2} [kN / m] = 195.3	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	
T_{s2} [kN / m] = 228.5	taglio sul muro al p.c. di valle	
M_{s2} [kN m / m] = 666.5	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.09
N_s [kN / m] = 186.1	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	
T_s [kN / m] = 254.1	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 784.3	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_M [m] = 4.21	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_M [m] = 4.21	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m ²] = 166.25	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V2} [kN / m ²] = 166.25	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{V1} [kN / m] = 140.47	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_M [kN / m] = -185.0	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_M [kN m / m] = -856.6	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_V [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_V [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m ²] = 36.75	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V2} [kN / m ²] = 36.75	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_V [kN / m] = 151.7	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_V [kN m / m] = 53.9	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

H_D [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_D [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_D [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_p [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_p [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_D [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_D [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

MSS04_H750.xlsx - Sismica SLV STR (A1+M1)
Pag. 11/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente						
	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{hd} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{hd} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{hd} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione di progetto
δ'_{hs} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{hd} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-8.6	11.4	11.4	11.4	11.4	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione						
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno caratteristico				γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{fd} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno di progetto				
ϕ_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico				γ_{ϕ} [-] = 1.00
ϕ_{fd} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto				0.524 [rad]
c'_{fs} [kPa]	5.0	coesione caratteristica				γ_c [-] = 1.00
c'_{fd} [kPa]	5.0	coesione di progetto				
δ'_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno				γ_{δ} [-] = 1.00
δ'_{fd} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno				0.524 [rad]
Falda						
γ_{wa} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua caratteristico				γ_{wa} [-] = 1.00
γ_{wd} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua di progetto				
$z_{w,inf}$ [m]	20.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
$z_{w,monte}$ [m]	20.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
Caratterizzazione sismica						
Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe						
a_g [g]	0.060	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido				
S_s [-]	1.50	fattore di amplificazione stratigrafica				
S_t [-]	1.20	fattore di amplificazione topografica				
β_{ms} [-]	0.19	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima				
K_h [-]	0.019	coefficiente sismico orizzontale				
K_v [-]	-0.010	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)				statico sismico
θ [grad]	1.12					0.000 0.020 [rad]
H_f x	0.500	posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hfx0.50)				
Caratteristiche geometriche						
H [m]	7.50	altezza del muro (da estradosso fondazione)				
h_{hd} [m]	1.10	altezza della fondazione a filo monte				
h_{vd} [m]	1.10	altezza della fondazione a filo valle				
B [m]	6.00	larghezza della fondazione				
b_0 [m]	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)				
b_v [m]	0.70	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle				
b_m [m]	4.21	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante				
s [m]	0.34	spessore del muro in elevazione				
p_v [-]	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle				
p_m [-]	0.10	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte				
c [m]	0.40	pianerottolo sopra il muro				
β [grad]	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno				0.000 [rad]
r [m]	0.00	riazo del muro sopra terreno di monte				
R [m]	0.50	ricoprimento della fondazione a valle				
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle				
HF [m]	8.60	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
ψ [grad]	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)				
γ_{fs} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{fd} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				
i [grad]	0.0	contropendenza del piano di fondazione				0.000 [rad]
Sovraccarico						
q_{ps} [kN/m ²]	29.6	sovraccarico permanente caratteristico				γ_q [-] = 1.00
q_{pd} [kN/m ²]	0.0	sovraccarico accidentale caratteristico				γ_q [-] = 0.00
q_d [kN/m ²]	29.6	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)				
Carichi concentrati						
X_0 [m]	0.00	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)				
Z_0 [m]	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)				
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				γ_{V_0} [-] = 1.00
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				γ_{H_0} [-] = 1.00
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				γ_{M_0} [-] = 1.00
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				
X_{ms} [m]	2.60	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica				
Z_{ms} [m]	-9.60	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica				
massa [kg/m]	0.00	massa sismica concentrata				

MSS04_H750.xlsx - Sismica SLV STR (A1+M1)
Pag. 12/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.019	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	-0.010	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	1.1			
			statico	sismico	
			1.571	1.571	[rad]
			0.000	0.000	[rad]
			0.000	0.020	[rad]

	Unità 1		Unità 2		Unità 3		Unità 4		Unità 5		angolo di resistenza al taglio del terreno
	statico	sismico									
φ' [grad]	36.0	36.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
δ' [grad]	24.0	24.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	
ka, ka_s [-]	0.235	0.246	0.225	0.237	0.225	0.237	0.330	0.344	0.330	0.344	coefficiente di spinta attiva

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	3.000	2.901	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancellotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	8.60	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a_k [kN/m]	221	spinta statica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
S'a_s_k [kN/m]	231	spinta sismica efficace		
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	2.873	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	95.14	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	95.14	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		

	F _x [kN]	F _y [kN]	x [m]	z [m]	M _{x,stat} [kNm]	M _{x,sism} [kNm]		
S	201.00	89.76	-3.00	-	484.69	720.99	spinta statica	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
ΔS	9.29	4.13	-3.00	-4.30	24.81	39.93	Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
Rp	0.00	0.00	3.00	-0.53			resistenza passiva applicata a D/3	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00			forze concentrate (verticale e orizzontale)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00			momento concentrato	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
m _h	0.00	0.00	2.60	-9.60			massa sismica concentrata	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W1	0.00	165.00	0.00	-0.55	445.50		peso della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W2	0.00	63.75	2.13	-4.85	49.92		peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*2	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*2	0.00	70.31	1.71	-3.60	81.63		peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W3	0.00	584.14	-0.30	-4.85	2047.69		peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W*3	0.00	52.03	1.46	-6.10	72.12		peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W4	0.00	6.48	2.65	-1.35	2.04		peso del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW1	3.21	-1.60	0.00	-0.55		7.23	inerzia della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW2	1.24	-0.62	2.13	-4.85		7.20	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*2	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*2	1.37	-0.68	1.71	-3.60		6.38	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW3	11.36	-5.68	-0.30	-4.85		84.91	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*3	1.01	-0.51	1.46	-6.10		7.64	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW4	0.13	-0.06	2.65	-1.35		0.21	inerzia del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
ΣF	229.2	1026.4			ΣM =	3268.4	874.5	

Risultanti sul piano di fondazione

V [kN]	= ΣF _y =	1026.4	risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN]	= ΣF _x =	229.2	risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m]	=	2.69	distanza risultante dallo spigolo di valle
ex [m]	=	0.31	<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M/V)
Bex [m]	=	5.38	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]

MSS04_H750.xlsx - Sismica SLV STR (A1+M1)
Pag. 13/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = 3208.4 *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = 874.5 *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = 3.67 *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = 229.2 *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = 1026.4 *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = 229.2 *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = 582.5 *resistenza di progetto*
Rd / Td = 2.59 *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.5}$ [m] = 5.20 *profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ ϕ /2)]*
 $z_{0.6}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano di fondazione)*
 $\gamma'_{1,eq}$ [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 30.0 *angolo di resistenza al taglio di progetto* 0.524 [rad]
 c'_s [kPa] = 5.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 6.00 *larghezza della fondazione*
L [m] = 100.0 *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.60 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* 0.000 [rad]

Caratteristiche carico in fondazione

V [kN/m] = 1026.4 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kN/m] = 229.2 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.31 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 5.38 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = 190.6 *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_u		Briaud-Hanson, 1970		
$\gamma'_{1k} B / 2$ [kNm/m]	49.61	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	5.00	/	coesione			
q'_1 [kPa]	/	/	29.60	pressione efficace di confinamento			
N	22.40	30.14	18.40	fattori di portanza			
S	1.02	1.03	1.02	fattori forma	K_{r1}	[λ] = 3.000	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.09	1.09	fattori di approfondimento			
I	0.49	0.50	0.53	fattori di inclinazione del carico			
B	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	558.3	102.6	378.2	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	1037.1			pressione limite			
Q_{lim} [kN/m]	5584.3			carico limite			
FS [-]	6.26	FS = $(q_{lim} - q_u) / (q - q_u)$					
FS [-]	5.44	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.31 *eccentricità*
Bx [m] = 6.00 *larghezza sezione reagente in fondazione*
 σ_M [kPa] = 171.1 *tensione di contatto medie*
 σ_A [kPa] = 223.7 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_R [kPa] = 211.4 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = 192.3 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = 118.4 *tensione di contatto spigolo monte*

$x_{m=0}$ [m] = -0.75 *punto tensione di contatto nulle*
 x_A [m] = 3.00 *filo fondazione valle*
 x_R [m] = 2.30 *filo paramento valle*
 x_B [m] = 1.21 *filo paramento monte*
 x_S [m] = -3.00 *filo fondazione monte*

do/dx [-] = 17.55

MSS04_H750.xlsx - Sismica SLV STR (A1+M1)
Pag. 14/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

N_{s1} [kN / m] = 118.8	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.84
T_{s1} [kN / m] = 94.9	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
M_{s1} [kN m / m] = 197.2	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.04
N_{s2} [kN / m] = 194.1	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	
T_{s2} [kN / m] = 157.9	taglio sul muro al p.c. di valle	
M_{s2} [kN m / m] = 448.5	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.09
N_s [kN / m] = 184.3	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	
T_s [kN / m] = 181.4	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 546.1	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_M [m] = 4.21	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_M [m] = 4.21	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m] = 164.63	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V2} [kN / m] = 164.63	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{V1} [kN / m] = 93.89	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_M [kN / m] = -132.9	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_M [kN m / m] = -586.5	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_V [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_V [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m] = 36.39	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V2} [kN / m] = 36.39	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_V [kN / m] = 126.8	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_V [kN m / m] = 44.9	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

H_D [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_D [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_D [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_p [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_p [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_D [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_D [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

MSS04_H750.xlsx - Statica SLU STR (A1+M1)
Pag. 15/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente						
	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{hs} [kN/m ³]	24.1	24.1	26.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione di progetto
δ'_{hs} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{hs} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-8.6	11.4	11.4	11.4	11.4	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione						
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno caratteristico				γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno di progetto				
ϕ_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico				γ_{ϕ} [-] = 1.00
ϕ_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto				0.524 [rad]
c'_{fs} [kPa]	5.0	coesione caratteristica				γ_c [-] = 1.00
c'_{fs} [kPa]	5.0	coesione di progetto				
δ'_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno				γ_{δ} [-] = 1.00
δ'_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno				0.524 [rad]
Falda						
γ_{wa} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua caratteristico				γ_{wa} [-] = 1.30
γ_{wa} [kN/m ³]	13.0	peso di volume dell'acqua di progetto				
$z_{w,inf}$ [m]	20.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
$z_{w,monte}$ [m]	20.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
Caratterizzazione sismica						
Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe						
a_g [g]	0.000	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido				
S_s [-]	1.50	fattore di amplificazione stratigrafica				
S_t [-]	1.20	fattore di amplificazione topografica				
β_{ms} [-]	0.18	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima				
K_h [-]	0.000	coefficiente sismico orizzontale				
K_v [-]	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)				statico sismico
θ [grad]	0.00					0.000 0.000 [rad]
H_f x	0.500	posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hf0.50)				
Caratteristiche geometriche						
H [m]	7.50	altezza del muro (da estradosso fondazione)				
h_{fil} [m]	1.10	altezza della fondazione a filo monte				
h_{fil} [m]	1.10	altezza della fondazione a filo valle				
B [m]	6.00	larghezza della fondazione				
bo [m]	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)				
bv [m]	0.70	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle				
bm [m]	4.21	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante				
s [m]	0.34	spessore del muro in elevazione				
pv [-]	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle				
pm [-]	0.10	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte				
c [m]	0.40	pianerottolo sopra il muro				
β [grad]	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno				0.000 [rad]
r [m]	0.00	riazo del muro sopra terreno di monte				
R [m]	0.50	ricoprimento della fondazione a valle				
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle				
Hf [m]	8.60	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
ψ [grad]	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)				
γ_{fs} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{fs} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				
i [grad]	0.0	contropendenza del piano di fondazione				0.000 [rad]
Sovraccarico						
q_{ps} [kN/m ²]	29.6	sovraccarico permanente caratteristico				γ_{ps} [-] = 1.30
q_{ps} [kN/m ²]	20.0	sovraccarico accidentale caratteristico				γ_{ps} [-] = 1.50
q_s [kN/m ²]	68.5	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)				
Carichi concentrati						
X_c [m]	0.00	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)				
Z_c [m]	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)				
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				γ_{V_0} [-] = 1.00
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				γ_{H_0} [-] = 1.00
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				γ_{M_0} [-] = 1.00
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				
X_m [m]	2.60	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica				
Z_m [m]	-9.60	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica				
massa [kg/m]	0.00	massa sismica concentrata				

MSS04_H750.xlsx - Statica SLU STR (A1+M1)
Pag. 16/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	0.0			
			statico	sismico	
			1.571	1.571	[rad]
			0.000	0.000	[rad]
			0.000	0.000	[rad]

	Unità 1									
	statico	sismico								
φ' [grad]	36.0	36.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0
δ' [grad]	24.0	24.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0
ka, ka_s [-]	0.235	0.235	0.225	0.225	0.225	0.225	0.330	0.330	0.330	0.330

angolo di resistenza al taglio del terreno
angolo di resistenza al taglio muro-terreno
coefficiente di spinta attiva

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	3.000	3.000	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancellotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	8.60	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a,k [kN/m]	347	spinta statica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
S'a_s,k [kN/m]	347	spinta sismica efficace		
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	3.000	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	98.75	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	98.75	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		

	F _x	F _y	x	z	M _{STAT}	M _{SEI}	
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	
S	317.44	141.33	-3.00	-	763.20	1198.85	spinta statica
ΔS	0.00	0.00	-3.00	-4.30	-	-	Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf
Rp	0.00	0.00	3.00	-0.53	-	-	resistenza passiva applicata a D/3
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	forze concentrate (verticale e orizzontale)
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	momento concentrato
m _h	0.00	0.00	2.60	-9.60	-	-	massa sismica concentrata
W1	0.00	165.00	0.00	-0.55	445.50	-	peso della fondazione (soletta)
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (cuneo inclinato)
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (dente)
W2	0.00	63.75	2.13	-4.85	49.92	-	peso del paramento in elevazione
W*2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del paramento in elevazione
W*2	0.00	70.31	1.71	-3.60	81.63	-	peso del paramento in elevazione
W3	0.00	759.38	-0.90	-4.85	2662.00	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	67.64	1.46	-6.10	93.75	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W4	0.00	8.42	2.65	-1.35	2.65	-	peso del terreno sulla fondazione di valle
dW1	0.00	0.00	0.00	-0.55	-	-	inerzia della fondazione (soletta)
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (cuneo inclinato)
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (dente)
dW2	0.00	0.00	2.13	-4.85	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW*2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW*2	0.00	0.00	1.71	-3.60	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW3	0.00	0.00	-0.90	-4.85	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	1.46	-6.10	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW4	0.00	0.00	2.65	-1.35	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di valle
ΣF	317.4	1275.8			ΣM = 4098.7	1198.8	

Risultanti sul piano di fondazione

V [kN]	= ΣF _y	= 1275.8	risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN]	= ΣF _x	= 317.4	risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m]	= 2.72	distanza risultante dallo spigolo di valle	
ex [m]	= 0.28	<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M/V)	
Bex [m]	= 5.43	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]	

MSS04_H750.xlsx - Statica SLU STR (A1+M1)
Pag. 17/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = 4088.7 *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = 1198.8 *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = 3.42 *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = 317.4 *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = 1275.8 *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = 317.4 *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = 736.6 *resistenza di progetto*
Rd / Td = 2.32 *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.5}$ [m] = 5.20 *profondità del meccanismo di rottura [$= 0.5 B \tan(45 + \phi/2)$]*
 $z_{0.6}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano fondazione)*
 γ'_{LIM} [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 30.0 *angolo di resistenza al taglio di progetto* 0.524 [rad]
 c'_s [kPa] = 5.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 6.00 *larghezza della fondazione*
L [m] = 100.0 *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.60 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* 0.000 [rad]

Caratteristiche carico in fondazione

V [kNm/m] = 1275.8 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kNm/m] = 317.4 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.28 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 5.43 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = 234.9 *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_0		Briaud-Hanson, 1970		
$\gamma'_{Lk} B / 2$ [kNm/m]	50.23	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	5.00	/	coesione			
q'_s [kPa]	/	/	29.60	pressione efficace di confinamento			
N	22.40	30.14	18.40	fattori di portanza			
S	1.02	1.03	1.02	fattori forma	K_{ϕ}	$I = 3.000$	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.09	1.09	fattori di approfondimento			
I	0.45	0.55	0.59	fattori di inclinazione del carico			
β	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	509.3	95.3	351.9	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	958.5			pressione limite			
Q_{lim} [kNm/m]	5194.2			carico limite			
FS [-]	4.81	FS = $(q_{lim} - q_s) / (q - q_0)$					
FS [-]	4.07	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.28 *eccentricità*
Bx [m] = 6.00 *larghezza sezione reagente in fondazione*
 σ_M [kPa] = 212.6 *tensione di contatto medie*
 σ_A [kPa] = 273.2 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_R [kPa] = 269.1 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = 237.1 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = 152.1 *tensione di contatto spigolo monte*
 x_{-0} [m] = -10.54 *punto tensione di contatto nulle*
 x_A [m] = 3.00 *filo fondazione valle*
 x_R [m] = 2.30 *filo paramento valle*
 x_B [m] = 1.21 *filo paramento monte*
 x_S [m] = -3.00 *filo fondazione monte*
do/dx [-] 20.18

MSS04_H750.xlsx - Statica SLU STR (A1+M1)
Pag. 18/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

N_{s1} [kN / m] = 133.9	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.84
T_{s1} [kN / m] = 137.7	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
M_{s1} [kN m / m] = 287.6	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.04
N_{s2} [kN / m] = 209.1	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	
T_{s2} [kN / m] = 229.0	taglio sul muro al p.c. di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.09
M_{s2} [kN m / m] = 658.8	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	
N_s [kN / m] = 201.7	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.09
T_s [kN / m] = 255.0	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 776.4	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_M [m] = 4.21	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_M [m] = 4.21	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m ²] = 207.88	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
p_{V2} [kN / m ²] = 207.88	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{V1} [kN / m] = 141.33	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_M [kN / m] = -197.3	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_M [kN m / m] = -838.4	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_V [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_V [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m ²] = 39.53	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
p_{V2} [kN / m ²] = 39.53	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_V [kN / m] = 158.6	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_V [kN m / m] = 56.1	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

H_D [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_D [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_D [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_p [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_p [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_D [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_D [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

MSS04_H750.xlsx - Statica SLE
Pag. 19/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente						
	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{hd} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{hd} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{hd} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione di progetto
δ'_{hs} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{hd} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-8.6	11.4	11.4	11.4	11.4	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione						
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno caratteristico				γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{fd} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno di progetto				
ϕ_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico				γ_{ϕ} [-] = 1.00
ϕ_{fd} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto				0.524 [rad]
c'_{fs} [kPa]	5.0	coesione caratteristica				γ_c [-] = 1.00
c'_{fd} [kPa]	5.0	coesione di progetto				
δ'_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno				γ_{δ} [-] = 1.00
δ'_{fd} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno				0.524 [rad]
Falda						
γ_{wa} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua caratteristico				γ_{wa} [-] = 1.00
γ_{wd} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua di progetto				
$z_{w,inf}$ [m]	20.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
$z_{w,monte}$ [m]	20.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
Caratterizzazione sismica						
Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe						
a_g [g]	0.000	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido				
S_s [-]	1.50	fattore di amplificazione stratigrafica				
S_t [-]	1.20	fattore di amplificazione topografica				
β_{ms} [-]	0.18	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima				
K_h [-]	0.000	coefficiente sismico orizzontale				
K_v [-]	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)				statico sismico
θ [grad]	0.00					0.000 0.000 [rad]
H_f x	0.500	posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hf0.50)				
Caratteristiche geometriche						
H [m]	7.50	altezza del muro (da estradosso fondazione)				
h_{hd} [m]	1.10	altezza della fondazione a filo monte				
h_{vd} [m]	1.10	altezza della fondazione a filo valle				
B [m]	6.00	larghezza della fondazione				
bo [m]	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)				
bv [m]	0.70	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle				
bm [m]	4.21	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante				
s [m]	0.34	spessore del muro in elevazione				
ρ_v [-]	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle				
ρ_m [-]	0.10	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte				
c [m]	0.40	pianerottolo sopra il muro				
β [grad]	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno				0.000 [rad]
r [m]	0.00	riazo del muro sopra terreno di monte				
R [m]	0.50	ricoprimento della fondazione a valle				
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle				
HF [m]	8.60	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
ψ [grad]	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)				
γ_{fcs} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				γ_{fcs} [-] = 1.00
γ_{fcd} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				
i [grad]	0.0	contropendenza del piano di fondazione				0.000 [rad]
Sovraccarico						
q_{ps} [kN/m ²]	29.6	sovraccarico permanente caratteristico				γ_q [-] = 1.00
q_{pd} [kN/m ²]	20.0	sovraccarico accidentale caratteristico				γ_q [-] = 0.00
q_d [kN/m ²]	29.6	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)				
Carichi concentrati						
X_c [m]	0.00	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)				
Z_c [m]	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)				
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				γ_{V_0} [-] = 1.00
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				γ_{H_0} [-] = 1.00
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				γ_{M_0} [-] = 1.00
V_1 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				
H_1 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				
M_1 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				
X_m [m]	2.60	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica				
Z_m [m]	-9.60	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica				
massa [kg/m]	0.00	massa sismica concentrata				

MSS04_H750.xlsx - Statica SLE
 Pag. 20/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		
Kh [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico orizzontale	
Kv [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)	
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte	
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno	
θ [grad]	0.0	0.0		

statico sismico
 1.571 1.571 [rad]
 0.000 0.000 [rad]
 0.000 0.000 [rad]

Unità 1

	statico	sismico									
φ' [grad]	36.0	36.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio del terreno
δ' [grad]	24.0	24.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
ka, ka_s [-]	0.235	0.235	0.225	0.225	0.225	0.225	0.330	0.330	0.330	0.330	coefficiente di spinta attiva

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	3.000	3.000	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancellotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

H [m]	8.60	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
H_w [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a_k [kN/m]	221	spinta statica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
S'a_s_k [kN/m]	221	spinta sismica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		
γ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	3.000	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	98.75	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	98.75	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		
0%		percentuale della resistenza passiva da considerare per il calcolo		
0%		percentuale della resistenza passiva da considerare per la verifica a ribaltamento		γ _{0(EQU)} [-] = 0.90

	F_x	F_y	x	z	M_{statico}	M_{sismico}	
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	
S	201.00	89.76	-3.00	-	484.69	720.99	spinta statica
ΔS	0.00	0.00	-3.00	-4.30	-	-	Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf
Rp	0.00	0.00	3.00	-0.53	-	-	resistenza passiva applicata a D/3
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	forze concentrate (verticale e orizzontale)
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	momento concentrato
m _h	0.00	0.00	2.60	-9.60	-	-	massa sismica concentrata
W1	0.00	165.00	0.00	-0.55	445.50	-	peso della fondazione (soletta)
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (cuneo inclinato)
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (dente)
W2	0.00	63.75	2.13	-4.85	49.92	-	peso del paramento in elevazione
W*2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del paramento in elevazione
W*2	0.00	70.31	1.71	-3.60	81.63	-	peso del paramento in elevazione
W3	0.00	584.14	-0.90	-4.85	2047.69	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	52.03	1.46	-6.10	72.12	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W4	0.00	6.48	2.65	-1.35	2.04	-	peso del terreno sulla fondazione di valle
dW1	0.00	0.00	0.00	-0.55	-	-	inerzia della fondazione (soletta)
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (cuneo inclinato)
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (dente)
dW2	0.00	0.00	2.13	-4.85	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW*2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW*2	0.00	0.00	1.71	-3.60	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW3	0.00	0.00	-0.90	-4.85	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	1.46	-6.10	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW4	0.00	0.00	2.65	-1.35	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di valle
ΣF	201.6	1031.5			ΣM = 3183.6	721.0	

Risultanti sul piano di fondazione

Dy [m]	1.00	passo longitudinale di calcolo
V [kN]	ΣF _y = 1031.5	risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN]	ΣF _x = 201.6	risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m]	2.79	distanza risultante dallo spigolo di valle
ex [m]	0.21	<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M/V)
Bex [m]	5.59	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]

MSS04_H750.xlsx - Statica SLE
Pag. 21/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = 3183.6 *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = 721.0 *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = 4.42 *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = 201.6 *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = 1031.5 *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = 201.6 *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = 585.5 *resistenza di progetto*
Rd / Td = 2.95 *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.5}$ [m] = 5.20 *profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ ϕ /2)]*
 $z_{0.6}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano fondazione)*
 γ'_{LIM} [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 30.0 *angolo di resistenza al taglio di progetto* 0.524 [rad]
 c'_s [kPa] = 5.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 6.00 *larghezza della fondazione*
L [m] = 100.0 *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.60 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* 0.000 [rad]

Caratteristiche carico in fondazione

V [kN/m] = 1031.5 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kN/m] = 201.6 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.21 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 5.59 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = 184.6 *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_0		Briaud-Hansen, 1970		
$\gamma'_{Lk} B / 2$ [kNm ²]	51.69	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	5.00	/	coesione			
q' [kPa]	/	/	29.60	pressione efficace di confinamento			
N	22.40	30.14	18.40	fattori di portanza			
S	1.02	1.03	1.02	fattori forma	K_{ϕ}	$I-\phi$ = 3.000	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.09	1.08	fattori di approfondimento			
I	0.54	0.65	0.67	fattori di inclinazione del carico			
B	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	640.4	110.0	401.0	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	1151.4			pressione limite			
Q_{lim} [kNm]	6433.8			carico limite			
FS [-]	7.24	FS = $(q_{lim} - q_0) / (q - q_0)$					
FS [-]	6.24	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.21 *eccentricità*
Bx [m] = 6.00 *larghezza sezione reagente in fondazione*
 σ_M [kPa] = 171.9 *tensione di contatto medie*
 σ_A [kPa] = 207.3 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_R [kPa] = 199.1 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = 186.2 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = 136.5 *tensione di contatto spigolo monte*

$x_{m=0}$ [m] = -14.56 *punto tensione di contatto nulle*
 x_A [m] = 3.00 *filo fondazione valle*
 x_R [m] = 2.30 *filo paramento valle*
 x_B [m] = 1.21 *filo paramento monte*
 x_S [m] = -3.00 *filo fondazione monte*

do/dx [-] = 11.81

MSS04_H750.xlsx - Statica SLE
Pag. 22/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

N_{s-F} [kN / m] = 120.0	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.84
T_{s-F} [kN / m] = 81.2	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
M_{s-F} [kN m / m] = 162.8	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	
N_{s-R} [kN / m] = 195.3	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.04
T_{s-R} [kN / m] = 141.5	taglio sul muro al p.c. di valle	
M_{s-R} [kN m / m] = 390.7	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	
N_s [kN / m] = 186.1	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.09
T_s [kN / m] = 159.1	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 462.9	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_M [m] = 4.21	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_M [m] = 4.21	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{V_M} [kN / m] = 166.25	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p'_{V_M} [kN / m] = 166.25	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{V_M} [kN / m] = 89.76	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_M [kN / m] = -110.4	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_M [kN m / m] = -494.8	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_V [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_V [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{V_V} [kN / m] = 36.75	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p'_{V_V} [kN / m] = 36.75	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_V [kN / m] = 116.5	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_V [kN m / m] = 41.1	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

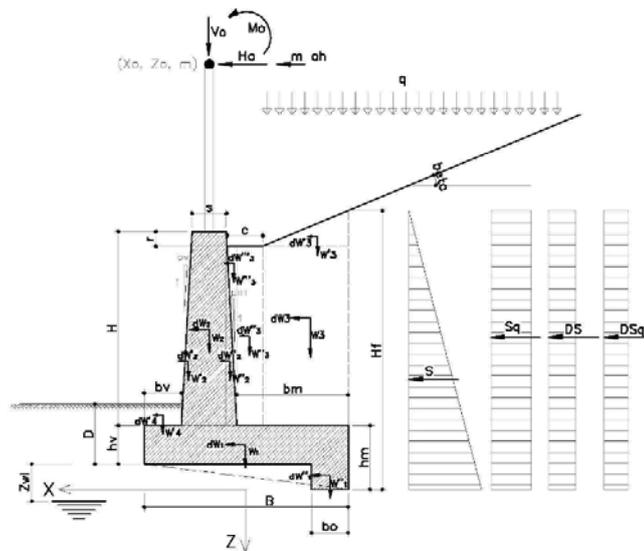
H_D [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_D [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_D [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_p [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_p [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_D [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_D [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

10.2 SEZIONE TIPO 2

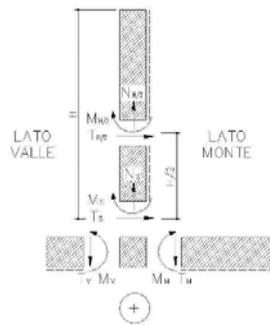
MSS04_H700.xlsx - SCHEMI

Pag. 1/22

SCHEMA DI INPUT

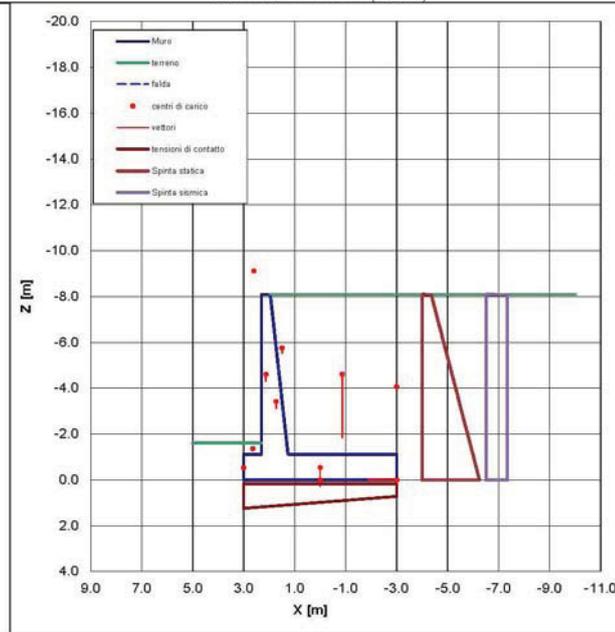


SCHEMA SOLLECITAZIONI

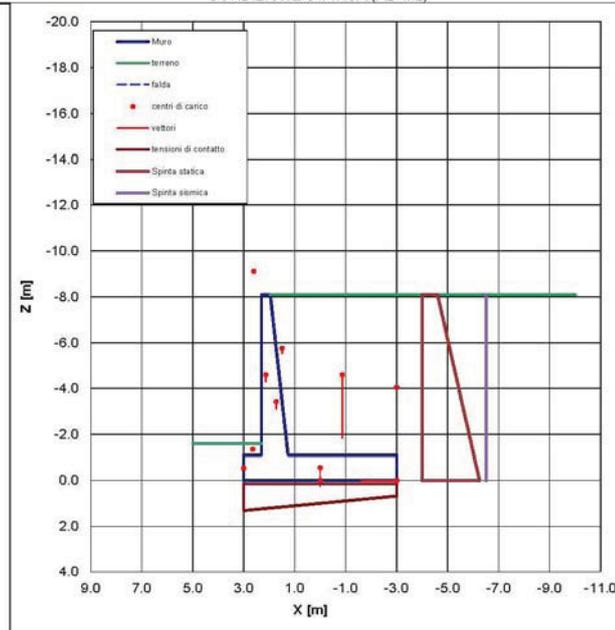


MSS04_H700.xlsx - GRAFICI
Pag. 222

CONDIZIONE SISMICA (A2+M2)



CONDIZIONE STATICA (A2+M2)



MSS04_H700.xlsx - Sismica SLV GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 3/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente						
	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{hs} [grad]	30.2	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{hs} [kPa]	0.0	24.0	24.0	4.0	4.0	coesione di progetto
δ'_{hs} [grad]	24.0	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{hs} [grad]	24.0	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-8.1	11.9	11.9	11.9	11.9	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	11.9	11.9	11.9	11.9	11.9	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione						
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5					peso di volume del terreno caratteristico
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5					peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{fs} [grad]	30.0					angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{fs} [grad]	24.8					angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{fs} [kPa]	5.0					coesione caratteristica
c'_{fs} [kPa]	4.0					coesione di progetto
δ'_{fs} [grad]	30.0					angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno
δ'_{fs} [grad]	30.0					angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno
Falda						
γ_{wa} [kN/m ³]	10.0					peso di volume dell'acqua caratteristico
γ_{wa} [kN/m ³]	10.0					peso di volume dell'acqua di progetto
$z_{w,inf}$ [m]	20.00					quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)
$z_{w,monte}$ [m]	20.00					quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)
Caratterizzazione sismica						
a_g [g]	0.060	Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe				
S_w [-]	1.50	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido				
S_t [-]	1.20	fattore di amplificazione stratigrafica				
S_r [-]	1.20	fattore di amplificazione topografica				
β_w [-]	0.19	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima				
K_h [-]	0.019	coefficiente sismico orizzontale				
K_v [-]	-0.010	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)				statico
θ [grad]	1.12					0.000
H_f x	0.500	posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hf=0.50)				0.020 [rad]
Caratteristiche geometriche						
H [m]	7.00	altezza del muro (da estradosso fondazione)				
h_{fil} [m]	1.10	altezza della fondazione a filo monte				
h_{fil} [m]	1.10	altezza della fondazione a filo valle				
B [m]	6.00	larghezza della fondazione				
b_0 [m]	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)				
b_v [m]	0.70	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle				
b_m [m]	4.26	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante				
s [m]	0.34	spessore del muro in elevazione				
p_v [-]	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle				
p_m [-]	0.10	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte				
c [m]	0.40	pianerottolo sopra il muro				
β [grad]	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno				0.000 [rad]
r [m]	0.00	riazo del muro sopra terreno di monte				
R [m]	0.50	ricoprimento della fondazione a valle				
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle				
HF [m]	8.10	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
ψ [grad]	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)				
γ_{fs} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{fs} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				
i [grad]	0.0	contropendenza del piano di fondazione				0.000 [rad]
Sovraccarico						
q_{per} [kN/m ²]	27.8	sovraccarico permanente caratteristico				γ_{fs} [-] = 1.00
q_{acc} [kN/m ²]	0.0	sovraccarico accidentale caratteristico				γ_{fs} [-] = 0.00
q_d [kN/m ²]	27.8	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)				
Carichi concentrati						
X_c [m]	0.00	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)				
Z_c [m]	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)				
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				γ_{fs} [-] = 1.00
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				γ_{fs} [-] = 1.00
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				γ_{fs} [-] = 1.00
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				
X_m [m]	2.60	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica				
Z_m [m]	-9.10	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica				
massa [kg/m]	0.00	massa sismica concentrata				

MSS04_H700.xlsx - Sismica SLV GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 4/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.019	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	-0.010	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	1.1			

	Unità 1		---		---		---		---		angolo di resistenza al taglio del terreno angolo di resistenza al taglio muro-terreno
	statico	sismico									
φ' [grad]	30.2	30.2	32.0	32.0	32.0	32.0	22.2	22.2	22.2	22.2	
δ' [grad]	24.0	24.0	32.0	32.0	32.0	32.0	22.2	22.2	22.2	22.2	
ka, ka_s [-]	0.294	0.307	0.277	0.290	0.277	0.290	0.394	0.409	0.394	0.409	coefficiente di spinta attiva

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	2.444	2.371	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancelotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	8.10	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a,k [kN/m]	245	spinta statica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
S'a_s,k [kN/m]	255	spinta sismica efficace		
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	2.348	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	75.21	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	75.21	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		

0% percentuale della resistenza passiva da considerare per il calcolo

0% percentuale della resistenza passiva da considerare per la verifica a ribaltamento

	F _x [kN]	F _y [kN]	x [m]	z [m]	M _{x,stat} [kNm]	M _{x,sism} [kNm]		
S	223.70	99.60	-3.00	-	537.84	753.17	spinta statica	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
ΔS	9.52	4.24	-3.00	-4.05	25.43	38.55	Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
Rp	0.00	0.00	3.00	-0.53			resistenza passiva applicata a D/3	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00			forze concentrate (verticale e orizzontale)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00			momento concentrato	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
m _h	0.00	0.00	2.60	-9.10			massa sismica concentrata	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W1	0.00	165.00	0.00	-0.55	445.50		peso della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W2	0.00	59.50	2.13	-4.60	46.59		peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*2	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*2	0.00	61.25	1.73	-3.43	70.19		peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W3	0.00	551.67	-0.87	-4.60	1921.47		peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W*3	0.00	45.33	1.49	-5.77	61.46		peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W4	0.00	6.48	2.65	-1.35	2.04		peso del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW1	3.21	-1.60	0.00	-0.55		7.23	inerzia della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW2	1.16	-0.58	2.13	-4.60		6.41	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*2	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*2	1.19	-0.60	1.73	-3.43		5.33	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW3	10.72	-5.36	-0.87	-4.60		77.09	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*3	0.88	-0.44	1.49	-5.77		6.32	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW4	0.13	-0.06	2.65	-1.35		0.21	inerzia del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
ΣF	250.5	984.4			ΣM =	3110.5	894.3	

Risultanti sul piano di fondazione

V [kN]	= ΣF _y =	984.4	risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN]	= ΣF _x =	250.5	risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m]	=	2.68	distanza risultante dallo spigolo di valle
ex [m]	=	0.32	<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M/V)
Bex [m]	=	5.36	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]

MSS04_H700.xlsx - Sismica SLV GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 5/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = 3110.5 *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = 894.3 *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = 3.48 *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = 250.5 *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = 954.4 *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = 250.5 *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = 568.4 *resistenza di progetto*
Rd / Td = 2.27 *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.5}$ [m] = 4.89 *profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ ϕ /2)]*
 $z_{0.6}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano di fondazione)*
 γ'_{LIM} [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 24.6 *angolo di resistenza al taglio di progetto* 0.433 [rad]
 c'_s [kPa] = 4.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 6.00 *larghezza della fondazione*
L [m] = 100.0 *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.60 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* 0.000 [rad]

Caratteristiche carico in fondazione

V [kN/m] = 954.4 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kN/m] = 250.5 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.32 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 5.36 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = 183.8 *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_0		Briaud-Ivanov, 1970		
$\gamma'_{Lk} B / 2$ [kNm ²]	49.55	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	4.00	/	coesione			
q'_s [kPa]	/	/	29.60	pressione efficace di confinamento			
N	10.66	20.42	10.43	fattori di portanza			
S	1.01	1.03	1.01	fattori forma	K_{ϕ}	$I-\phi$ = 2.444	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.10	1.09	fattori di approfondimento			
I	0.44	0.54	0.58	fattori di inclinazione del carico			
β	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	233.2	49.6	198.7	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	481.5			pressione limite			
Q_{lim} [kNm]	2579.3			carico limite			
FS [-]	2.93	FS = $(q_{lim} - q_s) / (q - q_s)$					
FS [-]	2.62	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.32 *eccentricità*
Bx [m] = 6.00 *larghezza sezione reagente in fondazione*
 σ_M [kPa] = 164.1 *tensione di contatto medie*
 σ_A [kPa] = 216.8 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_R [kPa] = 204.5 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = 186.2 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = 111.3 *tensione di contatto spigolo monte*
 $x_{m=0}$ [m] = -9.33 *punto tensione di contatto nulle*
 x_A [m] = 3.00 *filo fondazione valle*
 x_R [m] = 2.30 *filo paramento valle*
 x_B [m] = 1.26 *filo paramento monte*
 x_S [m] = -3.00 *filo fondazione monte*
do/dx [-] = 17.58

MSS04_H700.xlsx - Sismica SLV GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 6/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

N_{s1} [kN / m] = 106.1	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.81
T_{s1} [kN / m] = 101.9	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
M_{s1} [kN m / m] = 196.7	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	
N_{s2} [kN / m] = 174.4	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.99
T_{s2} [kN / m] = 169.0	taglio sul muro al p.c. di valle	
M_{s2} [kN m / m] = 443.4	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	
N_s [kN / m] = 164.5	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.04
T_s [kN / m] = 195.1	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 545.5	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_M [m] = 4.26	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_M [m] = 4.26	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
pV_M [kN / m] = 155.47	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
pV'_M [kN / m] = 155.47	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
FV_M [kN / m] = 103.84	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_M [kN / m] = -132.4	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_M [kN m / m] = -616.4	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_V [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_V [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
pV_V [kN / m] = 36.39	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
pV'_V [kN / m] = 36.39	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_V [kN / m] = 122.0	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_V [kN m / m] = 43.2	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

H_D [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_D [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_D [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_p [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_p [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_D [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_D [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

MSS04_H700.xlsx - Statica SLU GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 7/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente		Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	=	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{hs} [kN/m ³]	=	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{hs} [kN/m ³]	=	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{hs} [grad]	=	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{hs} [grad]	=	30.2	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{hs} [kPa]	=	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{hs} [kPa]	=	0.0	24.0	24.0	4.0	4.0	coesione di progetto
δ'_{hs} [grad]	=	24.0	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{hs} [grad]	=	24.0	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	=	-8.1	11.9	11.9	11.9	11.9	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	=	11.9	11.9	11.9	11.9	11.9	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione							
γ_{fs} [kN/m ³]	=	18.5					peso di volume del terreno caratteristico
γ_{fs} [kN/m ³]	=	18.5					peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{fs} [grad]	=	30.0					angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{fs} [grad]	=	24.8					angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{fs} [kPa]	=	5.0					coesione caratteristica
c'_{fs} [kPa]	=	4.0					coesione di progetto
δ'_{fs} [grad]	=	30.0					angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno
δ'_{fs} [grad]	=	30.0					angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno
Falda							
γ_{wa} [kN/m ³]	=	10.0					peso di volume dell'acqua caratteristico
γ_{wa} [kN/m ³]	=	10.0					peso di volume dell'acqua di progetto
$z_{w,inf}$ [m]	=	20.00					quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)
$z_{w,monte}$ [m]	=	20.00					quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)
Caratterizzazione sismica		Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe					
a_g [g]	=	0.000					accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido
S_w [-]	=	1.50					fattore di amplificazione stratigrafica
S_t [-]	=	1.20					fattore di amplificazione topografica
β_w [-]	=	0.19					coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima
K_h [-]	=	0.000					coefficiente sismico orizzontale
K_v [-]	=	0.000					coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)
θ [grad]	=	0.00					angolo di inclinazione sismica
H_f x	=	0.500					posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hf0.50)
Caratteristiche geometriche							
H [m]	=	7.00					altezza del muro (da estradosso fondazione)
h_{fil} [m]	=	1.10					altezza della fondazione a filo monte
h_{fil} [m]	=	1.10					altezza della fondazione a filo valle
B [m]	=	6.00					larghezza della fondazione
bo [m]	=	0.00					larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)
bv [m]	=	0.70					larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle
bm [m]	=	4.26					larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante
s [m]	=	0.34					spessore del muro in elevazione
pv [-]	=	0.00					pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle
pm [-]	=	0.10					pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte
c [m]	=	0.40					planerottolo sopra il muro
β [grad]	=	0.0					inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno
r [m]	=	0.00					riazo del muro sopra terreno di monte
R [m]	=	0.50					ricoprimento della fondazione a valle
D [m]	=	1.60					approfondimento della fondazione a valle
HF [m]	=	8.10					altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)
ψ [grad]	=	90.0					inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)
γ_{fs} [kN/m ³]	=	25.0					peso di volume del muro
γ_{fs} [kN/m ³]	=	25.0					peso di volume del muro
i [grad]	=	0.0					contropendenza del piano di fondazione
Sovraccarico							
q_{per} [kN/m ²]	=	27.8					sovraccarico permanente caratteristico
q_{acc} [kN/m ²]	=	20.0					sovraccarico accidentale caratteristico
q_d [kN/m ²]	=	55.0					valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)
Carichi concentrati							
X_c [m]	=	0.00					coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)
Z_c [m]	=	0.00					ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)
V_0 [kN/m]	=	0.00					componente verticale della forza (positiva se verso il basso)
H_0 [kN/m]	=	0.00					componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)
M_0 [kN m/m]	=	0.00					momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)
V_0 [kN/m]	=	0.00					componente verticale della forza (positiva se verso il basso)
H_0 [kN/m]	=	0.00					componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)
M_0 [kN m/m]	=	0.00					momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)
X_m [m]	=	2.60					coordinata X del centro di applicazione della massa sismica
Z_m [m]	=	-9.10					ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica
massa [kg/m]	=	0.00					massa sismica concentrata

MSS04_H700.xlsx - Statica SLU GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 8/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	0.0			

	Unità 1									
	statico	sismico								
φ' [grad]	30.2	30.2	32.0	32.0	32.0	32.0	22.2	22.2	22.2	22.2
δ' [grad]	24.0	24.0	32.0	32.0	32.0	32.0	22.2	22.2	22.2	22.2
ka, ka_s [-]	0.294	0.294	0.277	0.277	0.277	0.277	0.394	0.394	0.394	0.394

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	2.444	2.444	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancelotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	8.10	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a_k [kN/m]	310	spinta statica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
S'a_s_k [kN/m]	310	spinta sismica efficace		
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	2.444	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	77.89	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	77.89	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		

	F _x [kN]	F _y [kN]	x [m]	z [m]	M _{static} [kNm]	M _{sism} [kNm]	
S	283.07	126.63	-3.00	-	680.57	1017.33	spinta statica
ΔS	0.00	0.00	-3.00	-4.05			Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf
Rp	0.00	0.00	3.00	-0.53			resistenza passiva applicata a D/3
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00			forze concentrate (verticale e orizzontale)
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00			momento concentrato
m _h	0.00	0.00	2.60	-9.10			massa sismica concentrata
W1	0.00	165.00	0.00	-0.55	445.50		peso della fondazione (soletta)
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (cuneo inclinato)
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (dente)
W2	0.00	59.50	2.13	-4.60	46.59		peso del paramento in elevazione
W*2	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del paramento in elevazione
W*2	0.00	61.25	1.73	-3.43	70.19		peso del paramento in elevazione
W3	0.00	551.67	-0.87	-4.60	1921.47		peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	45.33	1.49	-5.77	61.46		peso del terreno sulla fondazione di monte
W4	0.00	6.48	2.65	-1.35	2.04		peso del terreno sulla fondazione di valle
dW1	0.00	0.00	0.00	-0.55			inerzia della fondazione (soletta)
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (cuneo inclinato)
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (dente)
dW2	0.00	0.00	2.13	-4.60			inerzia del paramento in elevazione
dW*2	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del paramento in elevazione
dW*2	0.00	0.00	1.73	-3.43			inerzia del paramento in elevazione
dW3	0.00	0.00	-0.87	-4.60			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	1.49	-5.77			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW4	0.00	0.00	2.65	-1.35			inerzia del terreno sulla fondazione di valle
ΣF	283.1	1015.3			ΣM = 3227.8	1017.3	

Risultanti sul piano di fondazione

V [kN]	= ΣF _y	= 1015.3	risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN]	= ΣF _x	= 283.1	risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m]	= 2.62	distanza risultante dallo spigolo di valle	
ex [m]	= 0.38	<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M/V)	
Bex [m]	= 5.24	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]	

MSS04_H700.xlsx - Statica SLU GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 9/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = **3227.8** *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = **1017.3** *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = **3.17** *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

H_d [kN] = **283.1** *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
 N_d [kN] = **1015.3** *azione ortogonale al piano di fondazione*
 T_d [kN] = **283.1** *azione tangenziale al piano di fondazione*
 R_d [kN] = **586.2** *resistenza di progetto*
 R_d / T_d = **2.07** *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.5}$ [m] = 4.89 *profondità del meccanismo di rottura [$= 0.5 B \tan(45 + \phi/2)$]*
 $z_{0.6}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano fondazione)*
 γ'_{LIM} [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 24.6 *angolo di resistenza al taglio di progetto* **0.433 [rad]**
 c'_s [kPa] = 4.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 6.00 *larghezza della fondazione*
 L [m] = **100.0** *lunghezza della fondazione*
 D' [m] = 1.60 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
 I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* **0.000 [rad]**

Caratteristiche carico in fondazione

V [kNm] = 1015.3 *risultante delle forze verticali in fondazione*
 H [kNm] = 283.1 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
 e_x [m] = 0.38 *eccentricità del carico in fondazione ($= M/V$)*
 B' [m] = 5.24 *larghezza efficace della fondazione*
 p_y [kPa] = **193.6** *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_0		K_{AE}	K_{PE}	p_{AE} [deg]
$\gamma'_{Lk} B / 2$ [kNm ²]	48.50	/	/	peso efficace			
c'_s [kPa]	/	4.00	/	coesione			
q' [kPa]	/	/	29.60	pressione efficace di confinamento			
N	10.66	20.42	10.43	fattori di portanza			
S	1.01	1.03	1.01	fattori forma	K_{ϕ}	$I = 2.444$	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.11	1.10	fattori di approfondimento			
I	0.40	0.50	0.55	fattori di inclinazione del carico			
β	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	207.5	48.1	188.9	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	440.5			pressione limite			
Q_{lim} [kNm]	2309.7			carico limite			
FS [-]	2.61	$FS = (q_{lim} - q_0) / (q - q_0)$					
FS [-]	2.27	$FS = Q_{lim} / V$					

Tensioni di contatto in fondazione

e_x [m] = 0.38 *eccentricità*
 B_x [m] = 6.00 *larghezza sezione reagente in fondazione*
 s_M [kPa] = 169.2 *tensione di contatto medie*
 σ_A [kPa] = 233.2 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_R [kPa] = 218.3 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = 196.1 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = 105.2 *tensione di contatto spigolo monte*

$x_{m=0}$ [m] = **-7.93** *punto tensione di contatto nulle*
 x_A [m] = **3.00** *filo fondazione valle*
 x_R [m] = **2.30** *filo paramento valle*
 x_B [m] = **1.26** *filo paramento monte*
 x_S [m] = **-3.00** *filo fondazione monte*

d_0/dx [-] = 21.34

MSS04_H700.xlsx - Statica SLU GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 10/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

$N_{s,1}$ [kN / m] = 107.2	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.81
$T_{s,1}$ [kN / m] = 123.0	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
$M_{s,1}$ [kN m / m] = 245.8	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.99
$N_{s,2}$ [kN / m] = 175.4	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	
$T_{s,2}$ [kN / m] = 200.8	taglio sul muro al p.c. di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.04
$M_{s,2}$ [kN m / m] = 546.5	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	
N_s [kN / m] = 166.1	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.04
T_s [kN / m] = 225.0	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 650.5	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_M [m] = 4.26	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_M [m] = 4.26	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m ²] = 157.00	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
p_{V2} [kN / m ²] = 157.00	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{V1} [kN / m] = 126.03	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_M [kN / m] = -153.1	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_M [kN m / m] = -732.1	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_V [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_V [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m ²] = 36.75	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
p_{V2} [kN / m ²] = 36.75	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_V [kN / m] = 132.3	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_V [kN m / m] = 46.9	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

H_D [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_D [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_D [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_R [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_R [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_B [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_B [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

MSS04_H700.xlsx - Sismica SLV STR (A1+M1)
Pag. 11/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente						
	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione di progetto
δ'_{hs} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{hs} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-8.1	11.9	11.9	11.9	11.9	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	11.9	11.9	11.9	11.9	11.9	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione						
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno caratteristico				γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno di progetto				
ϕ_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico				γ_{ϕ} [-] = 1.00
ϕ_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto				0.524 [rad]
c'_{fs} [kPa]	5.0	coesione caratteristica				γ_c [-] = 1.00
c'_{fs} [kPa]	5.0	coesione di progetto				
δ'_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno				γ_{δ} [-] = 1.00
δ'_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno				0.524 [rad]
Falda						
γ_{wa} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua caratteristico				γ_{wa} [-] = 1.00
γ_{wa} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua di progetto				
$z_{w,inf}$ [m]	20.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
$z_{w,super}$ [m]	20.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
Caratterizzazione sismica						
Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe						
a_g [g]	0.060	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido				
S_b [-]	1.50	fattore di amplificazione stratigrafica				
S_t [-]	1.20	fattore di amplificazione topografica				
β_{ms} [-]	0.19	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima				
K_h [-]	0.019	coefficiente sismico orizzontale				
K_v [-]	-0.010	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)				statico sismico
θ [grad]	1.12					0.000 0.020 [rad]
H_f x	0.500	posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hfx0.50)				
Caratteristiche geometriche						
H [m]	7.00	altezza del muro (da estradosso fondazione)				
h_{mt} [m]	1.10	altezza della fondazione a filo monte				
h_v [m]	1.10	altezza della fondazione a filo valle				
B [m]	6.00	larghezza della fondazione				
b_0 [m]	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)				
b_v [m]	0.70	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle				
b_m [m]	4.26	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante				
s [m]	0.34	spessore del muro in elevazione				
p_v [-]	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle				
p_m [-]	0.10	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte				
c [m]	0.40	pianerottolo sopra il muro				
β [grad]	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno				0.000 [rad]
r [m]	0.00	riazo del muro sopra terreno di monte				
R [m]	0.50	ricoprimento della fondazione a valle				
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle				
HF [m]	8.10	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
ψ [grad]	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)				
γ_{fs} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{fs} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				
i [grad]	0.0	contropendenza del piano di fondazione				0.000 [rad]
Sovraccarico						
q_{ps} [kN/m ²]	27.8	sovraccarico permanente caratteristico				γ_q [-] = 1.00
q_{as} [kN/m ²]	0.0	sovraccarico accidentale caratteristico				γ_q [-] = 0.00
q_s [kN/m ²]	27.8	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)				
Carichi concentrati						
X_0 [m]	0.00	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)				
Z_0 [m]	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)				
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				γ_{V_0} [-] = 1.00
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				γ_{H_0} [-] = 1.00
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				γ_{M_0} [-] = 1.00
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				
X_{ms} [m]	2.60	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica				
Z_{ms} [m]	-9.10	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica				
massa [kg/m]	0.00	massa sismica concentrata				

MSS04_H700.xlsx - Sismica SLV STR (A1+M1)
Pag. 12/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.019	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	-0.010	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	1.1			

	Unità 1		---		---		---		---		angolo di resistenza al taglio del terreno angolo di resistenza al taglio muro-terreno
	statico	sismico									
φ' [grad]	36.0	36.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	
δ' [grad]	24.0	24.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	
ka, ka_s [-]	0.235	0.246	0.225	0.237	0.225	0.237	0.330	0.344	0.330	0.344	coefficiente di spinta attiva

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	3.000	2.901	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancellotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	8.10	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a_k [kN/m]	196	spinta statica efficace		γ _{0(EU)} [-] = 1.10
S'a_s_k [kN/m]	205	spinta sismica efficace		
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		γ _{0(EU)} [-] = 1.10
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	2.873	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	95.14	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	95.14	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		

	F _x [kN]	F _y [kN]	x [m]	z [m]	M _{x,stat} [kNm]	M _{x,sism} [kNm]		
S	178.62	79.53	-3.00	-	429.45	601.39	spinta statica	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
ΔS	8.23	3.86	-3.00	-4.05	21.98	33.33	Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
Rp	0.00	0.00	3.00	-0.53			resistenza passiva applicata a D/3	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00			forze concentrate (verticale e orizzontale)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00			momento concentrato	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
m _h	0.00	0.00	2.60	-9.10			massa sismica concentrata	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
W1	0.00	165.00	0.00	-0.55	445.50		peso della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W'1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W''1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W2	0.00	59.50	2.13	-4.60	46.59		peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W'2	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W''2	0.00	61.25	1.73	-3.43	70.19		peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W3	0.00	551.67	-0.87	-4.60	1921.47		peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
W'3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
W''3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
W'''3	0.00	45.33	1.49	-5.77	61.46		peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
W4	0.00	6.48	2.65	-1.35	2.04		peso del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW1	3.21	-1.60	0.00	-0.55		7.23	inerzia della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW'1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW''1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW2	1.16	-0.58	2.13	-4.60		6.41	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW'2	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW''2	1.19	-0.60	1.73	-3.43		5.33	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW'3	10.72	-5.36	-0.87	-4.60		77.09	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW''3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW'''3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW'4	0.88	-0.44	1.49	-5.77		6.32	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW''4	0.13	-0.06	2.65	-1.35		0.21	inerzia del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
ΣF	204.1	963.8			ΣM =	2998.7	737.3	

Risultanti sul piano di fondazione

V [kN]	= ΣF _y	=	963.8	risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN]	= ΣF _x	=	204.1	risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m]	=	2.76	distanza risultante dallo spigolo di valle	
ex [m]	=	0.24	<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M/V)	
Bex [m]	=	5.51	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]	

MSS04_H700.xlsx - Sismica SLV STR (A1+M1)
Pag. 13/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = 2988.7 *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = 737.3 *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = 4.07 *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = 204.1 *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = 953.8 *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = 204.1 *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = 556.4 *resistenza di progetto*
Rd / Td = 2.73 *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.5}$ [m] = 5.20 *profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ ϕ /2)]*
 $z_{0.6}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano fondazione)*
 γ'_{LIM} [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 30.0 *angolo di resistenza al taglio di progetto* 0.524 [rad]
 c'_s [kPa] = 5.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 6.00 *larghezza della fondazione*
L [m] = 100.0 *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.60 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* 0.000 [rad]

Caratteristiche carico in fondazione

V [kNm] = 953.8 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kNm] = 204.1 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.24 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 5.51 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = 174.9 *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_0				
$\gamma'_{Lk} B / 2$ [kNm ²]	50.99	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	5.00	/	coesione			
q'_s [kPa]	/	/	29.60	pressione efficace di confinamento			
N	22.40	30.14	18.40	fattori di portanza			
S	1.02	1.03	1.02	fattori forma	K_{ϕ}	$I = 3.000$	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.09	1.08	fattori di approfondimento			
I	0.51	0.52	0.54	fattori di inclinazione del carico			
β	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	597.4	105.8	388.8	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	1090.1			pressione limite			
Q_{lim} [kNm]	6008.3			carico limite			
FS [-]	7.30	FS = $(q_{lim} - q_0) / (q - q_0)$					
FS [-]	6.23	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.24 *eccentricità*
Bx [m] = 6.00 *larghezza sezione reagente in fondazione*
 σ_M [kPa] = 160.6 *tensione di contatto medie*
 σ_A [kPa] = 199.8 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_R [kPa] = 190.7 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = 177.1 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = 121.4 *tensione di contatto spigolo monte*
 $x_{m=0}$ [m] = -12.29 *punto tensione di contatto nulla*
 x_A [m] = 3.00 *filo fondazione valle*
 x_R [m] = 2.30 *filo paramento valle*
 x_B [m] = 1.26 *filo paramento monte*
 x_S [m] = -3.00 *filo fondazione monte*
do/dx [-] = 13.07

MSS04_H700.xlsx - Sismica SLV STR (A1+M1)
Pag. 14/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

N_{s1} [kN / m] = 106.1	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.81
T_{s1} [kN / m] = 83.4	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
M_{s1} [kN m / m] = 162.2	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	
N_{s2} [kN / m] = 174.4	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.99
T_{s2} [kN / m] = 137.2	taglio sul muro al p.c. di valle	
M_{s2} [kN m / m] = 363.0	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	
N_s [kN / m] = 164.5	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.04
T_s [kN / m] = 159.1	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 448.0	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_{s1} [m] = 4.26	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_{s1} [m] = 4.26	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{vs} [kN / m ²] = 155.47	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{v2} [kN / m ²] = 155.47	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{vs} [kN / m] = 83.19	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_{s1} [kN / m] = -109.7	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_{s1} [kN m / m] = -495.0	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_{s2} [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_{s2} [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{v1} [kN / m ²] = 36.39	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{v2} [kN / m ²] = 36.39	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_{s2} [kN / m] = 111.2	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_{s2} [kN m / m] = 39.3	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

H_0 [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_s [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_s [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_p [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_p [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_0 [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_0 [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

MSS04_H700.xlsx - Statica SLU STR (A1+M1)
Pag. 15/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente

	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{hs} [kN/m ³]	24.1	24.1	26.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione di progetto
δ'_{hs} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{hs} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-8.1	11.9	11.9	11.9	11.9	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	11.9	11.9	11.9	11.9	11.9	quota di base dell'unità

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_{fs} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno caratteristico	γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno di progetto	
ϕ_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico	γ_{ϕ} [-] = 1.00
ϕ_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto	0.524 [rad]
c'_{fs} [kPa]	5.0	coesione caratteristica	γ_c [-] = 1.00
c'_{fs} [kPa]	5.0	coesione di progetto	
δ'_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno	γ_{δ} [-] = 1.00
δ'_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno	0.524 [rad]

Falda

γ_{fw} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua caratteristico	γ_{fw} [-] = 1.30
γ_{fw} [kN/m ³]	13.0	peso di volume dell'acqua di progetto	
$z_{w,inf}$ [m]	20.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)	
$z_{w,monte}$ [m]	20.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)	

Caratterizzazione sismica

a_g [g]	0.000	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido	
S_a [-]	1.50	fattore di amplificazione stratigrafica	
S_t [-]	1.20	fattore di amplificazione topografica	
β_{ms} [-]	0.19	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	
K_h [-]	0.000	coefficiente sismico orizzontale	
K_v [-]	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)	
θ [grad]	0.00		statico sismico 0.000 0.000 [rad]
H_f x	0.500	posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hf0.50)	

Caratteristiche geometriche

H [m]	7.00	altezza del muro (da estradosso fondazione)	
h_{fil} [m]	1.10	altezza della fondazione a filo monte	
h_{fil} [m]	1.10	altezza della fondazione a filo valle	
B [m]	6.00	larghezza della fondazione	
bo [m]	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)	
bv [m]	0.70	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle	
bm [m]	4.26	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante	
s [m]	0.34	spessore del muro in elevazione	
ρ_v [-]	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle	
ρ_m [-]	0.10	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte	
c [m]	0.40	pianerottolo sopra il muro	
β [grad]	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno	0.000 [rad]
r [m]	0.00	riazo del muro sopra terreno di monte	
R [m]	0.50	ricoprimento della fondazione a valle	
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle	
Hf [m]	8.10	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)	
ψ [grad]	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)	
$\gamma_{fil,s}$ [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro	γ_{fil} [-] = 1.00
$\gamma_{fil,s}$ [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro	
i [grad]	0.0	contropendenza del piano di fondazione	0.000 [rad]

Sovraccarico

q_{per} [kN/m ²]	27.8	sovraccarico permanente caratteristico	γ_q [-] = 1.30
q_{acc} [kN/m ²]	20.0	sovraccarico accidentale caratteristico	γ_q [-] = 1.50
q_d [kN/m ²]	66.1	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)	

Carichi concentrati

X_c [m]	0.00	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)	
Z_c [m]	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)	
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)	γ_{V_0} [-] = 1.00
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)	γ_{H_0} [-] = 1.00
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)	γ_{M_0} [-] = 1.00
V_1 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)	
H_1 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)	
M_1 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)	
X_m [m]	2.60	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica	
Z_m [m]	-9.10	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica	
massa [kg/m]	0.00	massa sismica concentrata	

MSS04_H700.xlsx - Statica SLU STR (A1+M1)
Pag. 16/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	0.0			
			statico	sismico	
			1.571	1.571	[rad]
			0.000	0.000	[rad]
			0.000	0.000	[rad]

	Unità 1		---		---		---		---		angolo di resistenza al taglio del terreno
	statico	sismico									
φ' [grad]	36.0	36.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
δ' [grad]	24.0	24.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
ka, ka_s [-]	0.235	0.235	0.225	0.225	0.225	0.225	0.330	0.330	0.330	0.330	coefficiente di spinta attiva

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	3.000	3.000	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancellotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	8.10	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a_k [kN/m]	311	spinta statica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
S'a_s_k [kN/m]	311	spinta sismica efficace		
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	3.000	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	98.75	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	98.75	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		
0%		percentuale della resistenza passiva da considerare per il calcolo		
0%		percentuale della resistenza passiva da considerare per la verifica a ribaltamento		γ _{0(EQU)} [-] = 0.90

	F _x [kN]	F _y [kN]	x [m]	z [m]	M _{K,STAT} [kNm]	M _{K,SEI} [kNm]	
S	284.35	126.60	-3.00	-	683.65	1013.82	spinta statica
ΔS	0.00	0.00	-3.00	-4.05			Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf
Rp	0.00	0.00	3.00	-0.53			resistenza passiva applicata a D/3
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00			forze concentrate (verticale e orizzontale)
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00			momento concentrato
m _h	0.00	0.00	2.60	-9.10			massa sismica concentrata
W1	0.00	165.00	0.00	-0.55	445.50		peso della fondazione (soletta)
W'1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (cuneo inclinato)
W''1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (dente)
W2	0.00	59.50	2.13	-4.60	46.59		peso del paramento in elevazione
W'2	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del paramento in elevazione
W''2	0.00	61.25	1.73	-3.43	70.19		peso del paramento in elevazione
W3	0.00	717.17	-0.87	-4.60	2497.91		peso del terreno sulla fondazione di monte
W'3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte
W''3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte
W'''3	0.00	58.92	1.49	-5.77	79.90		peso del terreno sulla fondazione di monte
W4	0.00	8.42	2.65	-1.35	2.65		peso del terreno sulla fondazione di valle
dW1	0.00	0.00	0.00	-0.55			inerzia della fondazione (soletta)
dW'1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (cuneo inclinato)
dW''1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (dente)
dW2	0.00	0.00	2.13	-4.60			inerzia del paramento in elevazione
dW'2	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del paramento in elevazione
dW''2	0.00	0.00	1.73	-3.43			inerzia del paramento in elevazione
dW3	0.00	0.00	-0.87	-4.60			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW'3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW''3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW'''3	0.00	0.00	1.49	-5.77			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW4	0.00	0.00	2.65	-1.35			inerzia del terreno sulla fondazione di valle
ΣF	284.4	1196.9			ΣM = 3826.4	1013.8	

Risultanti sul piano di fondazione

Dy [m]	1.00	passo longitudinale di calcolo
V [kN]	ΣF _y = 1196.9	risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN]	ΣF _x = 284.4	risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m]	2.78	distanza risultante dallo spigolo di valle
ex [m]	0.22	<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M/V)
Bex [m]	5.56	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]

MSS04_H700.xlsx - Statica SLU STR (A1+M1)
Pag. 17/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = 3826.4 *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = 1013.9 *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = 3.77 *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = 284.4 *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = 1196.9 *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = 284.4 *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = 691.0 *resistenza di progetto*
Rd / Td = 2.43 *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.5}$ [m] = 5.20 *profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ $\phi/2$)]*
 $z_{0.6}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano fondazione)*
 γ'_{LIM} [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 30.0 *angolo di resistenza al taglio di progetto* 0.524 [rad]
 c'_s [kPa] = 5.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 6.00 *larghezza della fondazione*
L [m] = 100.0 *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.60 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* 0.000 [rad]

Caratteristiche carico in fondazione

V [kN/m] = 1196.9 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kN/m] = 284.4 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.22 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 5.56 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = 215.1 *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_u				
$\gamma'_{Lk} B / 2$ [kNm/m]	51.47	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	5.00	/	coesione			
q'_s [kPa]	/	/	29.60	pressione efficace di confinamento			
N	22.40	30.14	18.40	fattori di portanza			
S	1.02	1.03	1.02	fattori forma	K_{ϕ}	$I-\phi$ = 3.000	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.09	1.08	fattori di approfondimento			
I	0.47	0.58	0.50	fattori di inclinazione del carico			
β	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	546.0	98.4	362.0	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	1008.4			pressione limite			
Q_{lim} [kNm/m]	5599.7			carico limite			
FS [-]	5.27	FS = $(q_{lim} - q_u) / (q - q_u)$					
FS [-]	4.68	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.22 < B/6 *eccentricità*
Bx [m] = 6.00 *larghezza sezione reagente in fondazione*
su [kPa] = 199.5 *tensione di contatto medie*
 σ_A [kPa] = 242.9 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_B [kPa] = 232.8 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_C [kPa] = 217.7 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_D [kPa] = 156.0 *tensione di contatto spigolo monte*

$x_{m=0}$ [m] = -13.77 *punto tensione di contatto nulla*
 x_A [m] = 3.00 *filo fondazione valle*
 x_B [m] = 2.30 *filo paramento valle*
 x_C [m] = 1.26 *filo paramento monte*
 x_D [m] = -3.00 *filo fondazione monte*

do/dx [-] = 14.48

MSS04_H700.xlsx - Statica SLU STR (A1+M1)
Pag. 18/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

$N_{s,1}$ [kN / m] = 119.3	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.81
$T_{s,1}$ [kN / m] = 122.2	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
$M_{s,1}$ [kN m / m] = 238.9	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	
$N_{s,2}$ [kN / m] = 187.5	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.99
$T_{s,2}$ [kN / m] = 200.9	taglio sul muro al p.c. di valle	
$M_{s,2}$ [kN m / m] = 538.9	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	
N_s [kN / m] = 179.7	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.04
T_s [kN / m] = 225.4	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 642.6	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_{s1} [m] = 4.26	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_{s1} [m] = 4.26	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{v1} [kN / m ²] = 195.85	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{v2} [kN / m ²] = 195.85	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{v1} [kN / m] = 126.60	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_{s1} [kN / m] = -164.8	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_{s1} [kN m / m] = -714.1	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_{s2} [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_{s2} [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{v3} [kN / m ²] = 39.53	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{v4} [kN / m ²] = 39.53	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_{s2} [kN / m] = 138.8	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_{s2} [kN m / m] = 49.0	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

H_0 [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_d [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_d [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_r [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_r [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_0 [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_0 [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

MSS04_H700.xlsx - Statica SLE
Pag. 19/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente						
	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{tk} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{td} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{tk} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{td} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{tk} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{td} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione di progetto
δ'_{tk} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{td} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-8.1	11.9	11.9	11.9	11.9	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	11.9	11.9	11.9	11.9	11.9	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione						
γ_{tk} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno caratteristico				γ_{tk} [-] = 1.00
γ_{td} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno di progetto				
ϕ_{tk} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico				γ_{ϕ} [-] = 1.00
ϕ_{td} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto				0.524 [rad]
c'_{tk} [kPa]	5.0	coesione caratteristica				γ_c [-] = 1.00
c'_{td} [kPa]	5.0	coesione di progetto				
δ'_{tk} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno				γ_{δ} [-] = 1.00
δ'_{td} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno				0.524 [rad]
Falda						
γ_{tk} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua caratteristico				γ_{tk} [-] = 1.00
γ_{td} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua di progetto				
$z_{M,inf}$ [m]	20.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
$z_{M,super}$ [m]	20.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
Caratterizzazione sismica						
Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe						
a_g [g]	0.000	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido				
S_b [-]	1.50	fattore di amplificazione stratigrafica				
S_t [-]	1.20	fattore di amplificazione topografica				
β_{red} [-]	0.19	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima				
K_h [-]	0.000	coefficiente sismico orizzontale				
K_v [-]	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)				statico sismico
θ [grad]	0.00					0.000 0.000 [rad]
H_f x	0.500	posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hf0.50)				
Caratteristiche geometriche						
H [m]	7.00	altezza del muro (da estradosso fondazione)				
h_{fil} [m]	1.10	altezza della fondazione a filo monte				
h_{fil} [m]	1.10	altezza della fondazione a filo valle				
B [m]	6.00	larghezza della fondazione				
bo [m]	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)				
bv [m]	0.70	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle				
bm [m]	4.26	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante				
s [m]	0.34	spessore del muro in elevazione				
pv [-]	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle				
pm [-]	0.10	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte				
c [m]	0.40	pianerottolo sopra il muro				
β [grad]	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno				0.000 [rad]
r [m]	0.00	riazo del muro sopra terreno di monte				
R [m]	0.50	ricoprimento della fondazione a valle				
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle				
HF [m]	8.10	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
ψ [grad]	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)				
γ_{tk} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				γ_{tk} [-] = 1.00
γ_{td} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				
i [grad]	0.0	contropendenza del piano di fondazione				0.000 [rad]
Sovraccarico						
q_{per} [kN/m ²]	27.8	sovraccarico permanente caratteristico				γ_q [-] = 1.00
q_{acc} [kN/m ²]	20.0	sovraccarico accidentale caratteristico				γ_q [-] = 0.00
q_d [kN/m ²]	27.8	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)				
Carichi concentrati						
X_c [m]	0.00	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)				
Z_c [m]	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)				
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				γ_{V_0} [-] = 1.00
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				γ_{H_0} [-] = 1.00
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				γ_{M_0} [-] = 1.00
V_1 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				
H_1 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				
M_1 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				
X_m [m]	2.60	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica				
Z_m [m]	-9.10	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica				
massa [kg/m]	0.00	massa sismica concentrata				

MSS04_H700.xlsx - Statica SLE
Pag. 20/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	0.0			

	Unità 1									
	statico	sismico								
φ' [grad]	36.0	36.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0
δ' [grad]	24.0	24.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0
ka, ka_s [-]	0.235	0.235	0.225	0.225	0.225	0.225	0.330	0.330	0.330	0.330

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	3.000	3.000	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancellotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	8.10	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente				
S'a_k [kN/m]	196	spinta statica efficace				γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
S'a_s_k [kN/m]	196	spinta sismica efficace				γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica				
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente				
D [m]	1.60	approfondimento della fondazione a valle				
kp (1+kv) [-]	3.000	coefficiente di resistenza passiva				
Rp,k [kN/m]	98.75	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)				γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	98.75	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)				

	F _x [kN]	F _y [kN]	x [m]	z [m]	M _{KSTAR} [kNm]	M _{KMIN} [kNm]	
S	178.62	79.53	-3.00	-	429.45	601.39	spinta statica
ΔS	0.00	0.00	-3.00	-4.05	-	-	Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf
Rp	0.00	0.00	3.00	-0.53	-	-	resistenza passiva applicata a D/3
V _h H _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	forze concentrate (verticale e orizzontale)
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	momento concentrato
m _h	0.00	0.00	2.60	-9.10	-	-	massa sismica concentrata
W1	0.00	165.00	0.00	-0.55	445.50	-	peso della fondazione (soletta)
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (cuneo inclinato)
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (dente)
W2	0.00	59.50	2.13	-4.60	46.59	-	peso del paramento in elevazione
W*2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del paramento in elevazione
W*2	0.00	61.25	1.73	-3.43	70.19	-	peso del paramento in elevazione
W3	0.00	551.67	-0.87	-4.60	1921.47	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	45.33	1.49	-5.77	61.46	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W4	0.00	6.48	2.65	-1.35	2.04	-	peso del terreno sulla fondazione di valle
dW1	0.00	0.00	0.00	-0.55	-	-	inerzia della fondazione (soletta)
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (cuneo inclinato)
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (dente)
dW2	0.00	0.00	2.13	-4.60	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW*2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW*2	0.00	0.00	1.73	-3.43	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW3	0.00	0.00	-0.87	-4.60	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	1.49	-5.77	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW4	0.00	0.00	2.65	-1.35	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di valle
ΣF	178.6	968.7			ΣM = 2976.7	601.4	

Risultanti sul piano di fondazione

V [kN]	= ΣF _y	=	968.7	risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN]	= ΣF _x	=	178.6	risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m]	=	2.85	distanza risultante dallo spigolo di valle	
ex [m]	=	0.15	<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M/V)	
Bex [m]	=	5.70	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]	

MSS04_H700.xlsx - Statica SLE
Pag. 21/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = 2976.7 *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = 601.4 *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = 4.95 *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = 178.6 *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = 968.7 *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = 178.6 *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = 559.3 *resistenza di progetto*
Rd / Td = 3.13 *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.5}$ [m] = 5.20 *profondità del meccanismo di rottura [$= 0.5 B \tan(45 + \phi/2)$]*
 $z_{0.6}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano fondazione)*
 γ'_{LIM} [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 30.0 *angolo di resistenza al taglio di progetto* 0.524 [rad]
 c'_s [kPa] = 5.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 6.00 *larghezza della fondazione*
L [m] = 100.0 *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.60 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* 0.000 [rad]

Caratteristiche carico in fondazione

V [kN/m] = 968.7 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kN/m] = 178.6 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.15 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 5.70 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = 170.0 *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_u		Briaud-Hanson, 1970		
$\gamma'_{Lk} B / 2$ [kNm ²]	52.72	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	5.00	/	coesione			
q'_s [kPa]	/	/	29.60	pressione efficace di confinamento			
N	22.40	30.14	18.40	fattori di portanza			
S	1.02	1.03	1.02	fattori forma	K_{ϕ}	$I-\beta$ = 3.000	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.09	1.08	fattori di approfondimento			
I	0.57	0.57	0.59	fattori di inclinazione del carico			
β	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	680.5	113.2	411.4	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	1205.1			pressione limite			
Q_{lim} [kNm]	6868.7			carico limite			
FS [-]	8.37	FS = $(q_{lim} - q_u) / (q - q_u)$					
FS [-]	7.09	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.15 *eccentricità*
Bx [m] = 6.00 *larghezza sezione reagente in fondazione*
 s_M [kPa] = 161.5 *tensione di contatto medie*
 σ_A [kPa] = 185.7 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_R [kPa] = 180.1 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = 171.6 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = 137.2 *tensione di contatto spigolo monte*
 $x_{m=0}$ [m] = -19.97 *punto tensione di contatto nulla*
 x_A [m] = 3.00 *filo fondazione valle*
 x_R [m] = 2.30 *filo paramento valle*
 x_B [m] = 1.26 *filo paramento monte*
 x_S [m] = -3.00 *filo fondazione monte*

do/dx [-]
8.08

MSS04_H700.xlsx - Statica SLE
Pag. 22/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

$N_{s,1}$ [kN / m] = 107.2	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.81
$T_{s,1}$ [kN / m] = 70.9	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
$M_{s,1}$ [kN m / m] = 132.8	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	
$N_{s,2}$ [kN / m] = 175.4	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.99
$T_{s,2}$ [kN / m] = 122.4	taglio sul muro al p.c. di valle	
$M_{s,2}$ [kN m / m] = 314.4	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	
N_s [kN / m] = 166.1	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.04
T_s [kN / m] = 138.7	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 377.2	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_{s1} [m] = 4.26	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_{s1} [m] = 4.26	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{v1} [kN / m ²] = 157.00	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{v2} [kN / m ²] = 157.00	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{v1} [kN / m] = 79.53	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_{s1} [kN / m] = -90.5	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_{s1} [kN m / m] = -414.2	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_{s2} [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.10
L'_{s2} [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{v3} [kN / m ²] = 36.75	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{v4} [kN / m ²] = 36.75	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_{s2} [kN / m] = 102.3	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_{s2} [kN m / m] = 36.0	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

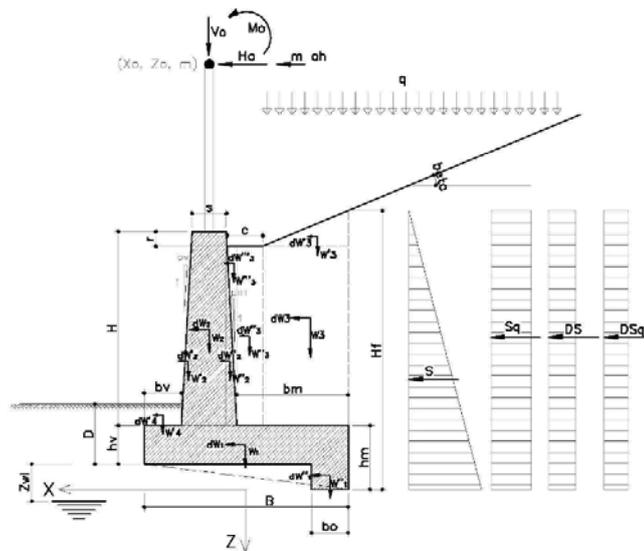
H_0 [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_d [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_d [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_r [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_r [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_0 [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_0 [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

10.3 SEZIONE TIPO 3

MSS04_H650.xlsx - SCHEMI

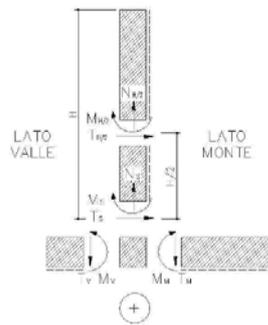
Pag. 1/22

SCHEMA DI INPUT



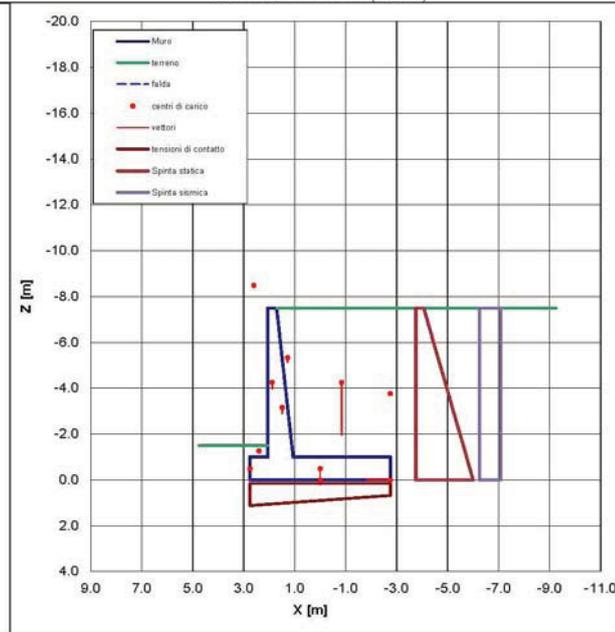
N.B. Se $b_o \neq 0$ $h_m > h_v$ il dente viene posizionato a monte;
 Se $b_o \neq 0$ $h_v > h_m$ il dente viene posizionato a valle;
 Se $b_o = 0$ e $h_m > h_v$ si considera la fondazione su piano inclinato.

SCHEMA SOLLECITAZIONI

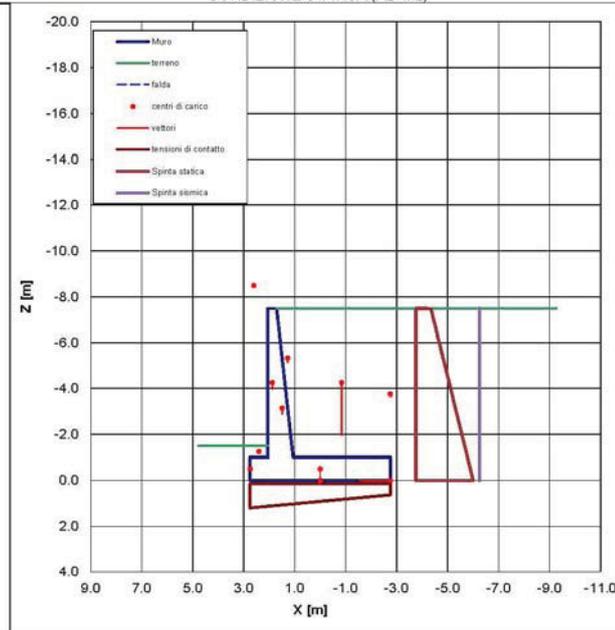


MSS04_H650.xlsx - GRAFICI
Pag. 222

CONDIZIONE SISMICA (A2+M2)



CONDIZIONE STATICA (A2+M2)



MSS04_H650.xlsx - Sismica SLV GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 3/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente						
	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{tk} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{td} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{tk} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{td} [grad]	30.2	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{tk} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{td} [kPa]	0.0	24.0	24.0	4.0	4.0	coesione di progetto
δ'_{tk} [grad]	24.0	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{td} [grad]	24.0	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-7.5	12.5	12.5	12.5	12.5	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione						
γ_{tk} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno caratteristico				γ_{tk} [-] = 1.00
γ_{td} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno di progetto				
ϕ_{tk} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico				γ_{ϕ} [-] = 1.25
ϕ_{td} [grad]	24.8	angolo di resistenza al taglio di progetto				0.433 [rad]
c'_{tk} [kPa]	5.0	coesione caratteristica				γ_c [-] = 1.25
c'_{td} [kPa]	4.0	coesione di progetto				
δ'_{tk} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno				γ_{δ} [-] = 1.00
δ'_{td} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno				0.524 [rad]
Falda						
γ_{tk} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua caratteristico				γ_{tk} [-] = 1.00
γ_{td} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua di progetto				
$z_{M,inf}$ [m]	20.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
$z_{M,super}$ [m]	20.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
Caratterizzazione sismica						
Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe						
a_g [g]	0.060	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido				
S_w [-]	1.50	fattore di amplificazione stratigrafica				
S_t [-]	1.20	fattore di amplificazione topografica				
β_w [-]	0.19	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima				
K_h [-]	0.019	coefficiente sismico orizzontale				
K_v [-]	-0.010	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)				statico sismico
θ [grad]	1.12					0.000 0.020 [rad]
H_f x	0.500	posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hfx0.50)				
Caratteristiche geometriche						
H [m]	6.50	altezza del muro (da estradosso fondazione)				
h_{M} [m]	1.00	altezza della fondazione a filo monte				
h_v [m]	1.00	altezza della fondazione a filo valle				
B [m]	5.50	larghezza della fondazione				
b_0 [m]	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)				
b_v [m]	0.70	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle				
b_m [m]	3.81	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante				
s [m]	0.34	spessore del muro in elevazione				
p_v [-]	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle				
p_m [-]	0.10	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte				
c [m]	0.40	pianerottolo sopra il muro				
β [grad]	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno				0.000 [rad]
r [m]	0.00	riazo del muro sopra terreno di monte				
R [m]	0.50	ricoprimento della fondazione a valle				
D [m]	1.50	approfondimento della fondazione a valle				
HF [m]	7.50	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
ψ [grad]	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)				
γ_{tk} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				γ_{tk} [-] = 1.00
γ_{td} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				
i [grad]	0.0	contropendenza del piano di fondazione				0.000 [rad]
Sovraccarico						
q_{per} [kN/m ²]	22.2	sovraccarico permanente caratteristico				γ_q [-] = 1.00
q_{acc} [kN/m ²]	0.0	sovraccarico accidentale caratteristico				γ_q [-] = 0.00
q_d [kN/m ²]	22.2	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)				
Carichi concentrati						
X_0 [m]	0.00	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)				
Z_0 [m]	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)				
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				γ_{V_0} [-] = 1.00
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				γ_{H_0} [-] = 1.00
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				γ_{M_0} [-] = 1.00
V_1 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				
H_1 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				
M_1 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				
X_{ms} [m]	2.60	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica				
Z_{ms} [m]	-8.50	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica				
massa [kg/m]	0.00	massa sismica concentrata				

MSS04_H650.xlsx - Sismica SLV GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 4/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.019	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	-0.010	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	1.1			

	Unità 1		---		---		---		---		angolo di resistenza al taglio del terreno angolo di resistenza al taglio muro-terreno
	statico	sismico									
φ' [grad]	30.2	30.2	32.0	32.0	32.0	32.0	22.2	22.2	22.2	22.2	
δ' [grad]	24.0	24.0	32.0	32.0	32.0	32.0	22.2	22.2	22.2	22.2	
ka, ka_s [-]	0.294	0.307	0.277	0.290	0.277	0.290	0.394	0.409	0.394	0.409	coefficiente di spinta attiva

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	2.444	2.371	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancelotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	7.50	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a,k [kN/m]	202	spinta statica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
S'a_s,k [kN/m]	211	spinta sismica efficace		
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.50	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	2.348	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	67.25	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	67.25	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		

	F _x [kN]	F _y [kN]	x [m]	z [m]	M _{x,stat} [kNm]	M _{x,sism} [kNm]		
S	194.76	92.26	-2.75	-	-407.19	568.86	spinta statica	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
ΔS	7.96	3.50	-2.75	-3.75	19.25	29.48	Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
Rp	0.00	0.00	2.75	-0.50			resistenza passiva applicata a D/3	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00			forze concentrate (verticale e orizzontale)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00			momento concentrato	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
m _h	0.00	0.00	2.60	-8.50			massa sismica concentrata	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W1	0.00	137.50	0.00	-0.50	340.31		peso della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W2	0.00	55.25	1.88	-4.25	43.26		peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*2	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*2	0.00	52.81	1.49	-3.17	59.73		peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W3	0.00	458.15	-0.85	-4.25	1482.35		peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W*3	0.00	39.08	1.28	-5.33	51.82		peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W4	0.00	6.48	2.40	-1.25	2.04		peso del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW1	2.67	-1.34	0.00	-0.50		5.51	inerzia della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW2	1.07	-0.54	1.88	-4.25		5.54	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*2	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*2	1.03	-0.51	1.49	-3.17		4.29	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW3	8.91	-4.45	-0.85	-4.25		59.25	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*3	0.76	-0.38	1.28	-5.33		5.07	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW4	0.13	-0.06	2.40	-1.25		0.20	inerzia del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
ΣF	207.2	927.7			ΣM =	2406.0	678.2	

Risultanti sul piano di fondazione

V [kN]	= ΣF _y	=	927.7	risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN]	= ΣF _x	=	207.2	risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m]	=	2.48	distanza risultante dallo spigolo di valle	
ex [m]	=	0.27	<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M/V)	
Bex [m]	=	4.96	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]	

MSS04_H650.xlsx - Sismica SLV GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 5/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = **2406.0** *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = **678.2** *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = **3.55** *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = **207.2** *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = **827.7** *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = **207.2** *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = **477.9** *resistenza di progetto*
Rd / Td = **2.31** *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.5}$ [m] = 4.30 *profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ ϕ /2)]*
 $z_{0.6}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano di fondazione)*
 γ'_{LIM} [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 24.8 *angolo di resistenza al taglio di progetto* **0.433 [rad]**
 c'_s [kPa] = 4.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 5.50 *larghezza della fondazione*
L [m] = **100.0** *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.50 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* **0.000 [rad]**

Caratteristiche carico in fondazione

V [kNm] = **827.7** *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kNm] = **207.2** *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.27 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = **4.96** *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = **167.0** *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_u		Briaud-Hanson, 1970		
$\gamma'_{Lk} B / 2$ [kNm ²]	45.88	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	4.00	/	coesione			
q'_s [kPa]	/	/	27.75	pressione efficace di confinamento			
N	10.66	20.42	10.43	fattori di portanza			
S	1.01	1.02	1.01	fattori forma	K_{ϕ}	$I = 2.444$	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.10	1.09	fattori di approfondimento			
I	0.45	0.54	0.59	fattori di inclinazione del carico			
β	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	219.7	50.3	188.5	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	458.5			pressione limite			
Q_{lim} [kNm]	2273.2			carico limite			
FS [-]	3.09	FS = (q_{lim} - q_s) / (q - q_s)					
FS [-]	2.75	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.27 *eccentricità*
Bx [m] = 5.50 *larghezza sezione reagente in fondazione*
s_M [kPa] = 150.5 *tensione di contatto medie*
 σ_A [kPa] = 193.0 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_R [kPa] = 183.7 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = 167.7 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = 106.0 *tensione di contatto spigolo monte*

$x_{m=0}$ [m] = **-9.30** *punto tensione di contatto nulle*
 x_A [m] = **2.75** *filo fondazione valle*
 x_R [m] = **2.05** *filo paramento valle*
 x_B [m] = **1.06** *filo paramento monte*
 x_S [m] = **-2.75** *filo fondazione monte*

dx/dx [-]
16 18

MSS04_H650.xlsx - Sismica SLV GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 6/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

$N_{s,1}$ [kN / m] = 94.1	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.77
$T_{s,1}$ [kN / m] = 83.4	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
$M_{s,1}$ [kN m / m] = 147.9	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	
$N_{s,2}$ [kN / m] = 155.7	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.94
$T_{s,2}$ [kN / m] = 138.2	taglio sul muro al p.c. di valle	
$M_{s,2}$ [kN m / m] = 331.7	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	
N_s [kN / m] = 145.7	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.99
T_s [kN / m] = 161.5	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 415.0	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_{s1} [m] = 3.81	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.00
L'_{s1} [m] = 3.81	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{v1} [kN / m] = 143.84	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{v2} [kN / m] = 143.84	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{v1} [kN / m] = 85.76	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_{s1} [kN / m] = -112.5	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_{s1} [kN m / m] = -452.2	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_{s2} [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.00
L'_{s2} [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{v3} [kN / m] = 33.92	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{v4} [kN / m] = 33.92	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_{s2} [kN / m] = 108.8	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_{s2} [kN m / m] = 38.5	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

H_0 [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_d [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_d [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_r [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_r [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_0 [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_0 [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

MSS04_H650.xlsx - Statica SLU GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 7/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente						
	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{tk} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{td} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{tk} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{td} [grad]	30.2	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{tk} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{td} [kPa]	0.0	24.0	24.0	4.0	4.0	coesione di progetto
δ'_{tk} [grad]	24.0	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{td} [grad]	24.0	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-7.5	12.5	12.5	12.5	12.5	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione						
γ_{tk} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno caratteristico				γ_{tk} [-] = 1.00
γ_{td} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno di progetto				
ϕ_{tk} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico				γ_{ϕ} [-] = 1.25
ϕ_{td} [grad]	24.8	angolo di resistenza al taglio di progetto				0.433 [rad]
c'_{tk} [kPa]	5.0	coesione caratteristica				γ_c [-] = 1.25
c'_{td} [kPa]	4.0	coesione di progetto				
δ'_{tk} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno				γ_{δ} [-] = 1.00
δ'_{td} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno				0.524 [rad]
Falda						
γ_{tk} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua caratteristico				γ_{tk} [-] = 1.00
γ_{td} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua di progetto				
$z_{M,inf}$ [m]	20.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
$z_{M,super}$ [m]	20.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
Caratterizzazione sismica						
Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe						
a_g [g]	0.000	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido				
S_a [-]	1.50	fattore di amplificazione stratigrafica				
S_t [-]	1.20	fattore di amplificazione topografica				
β_{ms} [-]	0.18	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima				
K_h [-]	0.000	coefficiente sismico orizzontale				
K_v [-]	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)				statico sismico
θ [grad]	0.00					0.000 0.000 [rad]
H_f x	0.500	posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hf0.50)				
Caratteristiche geometriche						
H [m]	6.50	altezza del muro (da estradosso fondazione)				
h_{fil} [m]	1.00	altezza della fondazione a filo monte				
h_{fil} [m]	1.00	altezza della fondazione a filo valle				
B [m]	5.50	larghezza della fondazione				
b_0 [m]	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)				
b_v [m]	0.70	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle				
b_m [m]	3.81	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante				
s [m]	0.34	spessore del muro in elevazione				
p_v [-]	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle				
p_m [-]	0.10	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte				
c [m]	0.40	pianerottolo sopra il muro				
β [grad]	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno				0.000 [rad]
r [m]	0.00	riazo del muro sopra terreno di monte				
R [m]	0.50	ricoprimento della fondazione a valle				
D [m]	1.50	approfondimento della fondazione a valle				
Hf [m]	7.50	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
ψ [grad]	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)				
γ_{tk} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				γ_{tk} [-] = 1.00
γ_{td} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				
i [grad]	0.0	contropendenza del piano di fondazione				0.000 [rad]
Sovraccarico						
q_{per} [kN/m ²]	22.2	sovraccarico permanente caratteristico				γ_q [-] = 1.00
q_{acc} [kN/m ²]	20.0	sovraccarico accidentale caratteristico				γ_q [-] = 1.36
q_d [kN/m ²]	49.5	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)				
Carichi concentrati						
X_0 [m]	0.00	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)				
Z_0 [m]	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)				
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				γ_{V_0} [-] = 1.00
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				γ_{H_0} [-] = 1.00
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				γ_{M_0} [-] = 1.00
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				
X_{ms} [m]	2.60	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica				
Z_{ms} [m]	-8.50	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica				
massa [kg/m]	0.00	massa sismica concentrata				

MSS04_H650.xlsx - Statica SLU GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 8/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	0.0			

	Unità 1									
	statico	sismico								
φ' [grad]	30.2	30.2	32.0	32.0	32.0	32.0	22.2	22.2	22.2	22.2
δ' [grad]	24.0	24.0	32.0	32.0	32.0	32.0	22.2	22.2	22.2	22.2
ka, ka_s [-]	0.294	0.294	0.277	0.277	0.277	0.277	0.394	0.394	0.394	0.394

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	2.444	2.444	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancelotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	7.50	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a_k [kN/m]	262	spinta statica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
S'a_s_k [kN/m]	262	spinta sismica efficace		
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.50	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	2.444	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	69.63	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	69.63	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		

	F _x [kN]	F _y [kN]	x [m]	z [m]	M _{static} [kNm]	M _{sism} [kNm]	
S	239.73	106.73	-2.75	-	528.34	795.30	spinta statica
ΔS	0.00	0.00	-2.75	-3.75			Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf
Rp	0.00	0.00	2.75	-0.50			resistenza passiva applicata a D/3
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00			forze concentrate (verticale e orizzontale)
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00			momento concentrato
m _h	0.00	0.00	2.60	-8.50			massa sismica concentrata
W1	0.00	137.50	0.00	-0.50	340.31		peso della fondazione (soletta)
W'1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (cuneo inclinato)
W''1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (dente)
W2	0.00	55.25	1.88	-4.25	43.26		peso del paramento in elevazione
W'2	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del paramento in elevazione
W''2	0.00	52.81	1.49	-3.17	59.73		peso del paramento in elevazione
W3	0.00	458.15	-0.85	-4.25	1482.35		peso del terreno sulla fondazione di monte
W'3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte
W''3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte
W'''3	0.00	39.08	1.28	-5.33	51.82		peso del terreno sulla fondazione di monte
W4	0.00	6.48	2.40	-1.25	2.04		peso del terreno sulla fondazione di valle
dW1	0.00	0.00	0.00	-0.50			inerzia della fondazione (soletta)
dW'1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (cuneo inclinato)
dW''1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (dente)
dW2	0.00	0.00	1.88	-4.25			inerzia del paramento in elevazione
dW'2	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del paramento in elevazione
dW''2	0.00	0.00	1.49	-3.17			inerzia del paramento in elevazione
dW3	0.00	0.00	-0.85	-4.25			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW'3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW''3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW'''3	0.00	0.00	1.28	-5.33			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW4	0.00	0.00	2.40	-1.25			inerzia del terreno sulla fondazione di valle
ΣF	239.7	856.0			ΣM = 2507.9	795.3	

Risultanti sul piano di fondazione

V [kN]	= ΣF _y	= 856.0	Dy [m]	= 1.00	passo longitudinale di calcolo
H [kN]	= ΣF _x	= 239.7			risultante delle forze verticali in fondazione
u [m]	= 2.41				risultante delle forze orizzontali in fondazione
ex [m]	= 0.34				distanza risultante dallo spigolo di valle
Bex [m]	= 4.82				<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M/V)
					larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]

MSS04_H650.xlsx - Statica SLU GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 9/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = **2507.9** *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = **795.3** *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = **3.15** *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = **239.7** *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = **856.0** *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = **239.7** *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = **484.2** *resistenza di progetto*
Rd / Td = **2.06** *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.5}$ [m] = 4.30 *profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ ϕ /2)]*
 $z_{0.6}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano di fondazione)*
 $\gamma'_{1,0.6}$ [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 24.6 *angolo di resistenza al taglio di progetto* **0.433 [rad]**
 c'_s [kPa] = 4.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 5.50 *larghezza della fondazione*
L [m] = **100.0** *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.50 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* **0.000 [rad]**

Caratteristiche carico in fondazione

V [kN/m] = 856.0 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kN/m] = 239.7 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.34 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 4.82 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = 177.5 *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_0		Briaud-Ianson, 1970		
$\gamma'_{1,0.6} B / 2$ [kNm ²]	44.80	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	4.00	/	coesione			
q' [kPa]	/	/	27.75	pressione efficace di confinamento			
N	10.66	20.42	10.43	fattori di portanza			
S	1.01	1.02	1.01	fattori forma	K_{ϕ}	$I = 2.444$	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.11	1.10	fattori di approfondimento			
I	0.40	0.50	0.54	fattori di inclinazione del carico			
β	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	190.3	48.0	175.1	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	411.3			pressione limite			
Q_{lim} [kNm]	1983.1			carico limite			
FS [-]	2.86	$FS = (q_{lim} - q_0) / (q - q_0)$					
FS [-]	2.32	$FS = Q_{lim} / V$					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.34 *eccentricità*
Bx [m] = 5.50 *larghezza sezione reagente in fondazione*
sx [kPa] = 155.6 *tensione di contatto medie*
 σ_A [kPa] = 213.3 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_R [kPa] = 198.8 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = 177.8 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = 98.0 *tensione di contatto spigolo monte*

$x_{m=0}$ [m] = **-7.43** *punto tensione di contatto nulle*
 x_A [m] = **2.75** *filo fondazione valle*
 x_R [m] = **2.05** *filo paramento valle*
 x_B [m] = **1.06** *filo paramento monte*
 x_S [m] = **-2.75** *filo fondazione monte*

do/dx [-] = 20.95

MSS04_H650.xlsx - Statica SLU GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 10/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

$N_{s,1}$ [kN / m] = 95.0	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.77
$T_{s,1}$ [kN / m] = 104.3	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
$M_{s,1}$ [kN m / m] = 192.8	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	
$N_{s,2}$ [kN / m] = 156.6	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.94
$T_{s,2}$ [kN / m] = 169.0	taglio sul muro al p.c. di valle	
$M_{s,2}$ [kN m / m] = 423.9	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	
N_s [kN / m] = 147.1	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.99
T_s [kN / m] = 191.2	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 511.8	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_{s1} [m] = 3.81	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.00
L'_{s1} [m] = 3.81	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{v1} [kN / m ²] = 145.25	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{v2} [kN / m ²] = 145.25	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{v1} [kN / m] = 106.73	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_{s1} [kN / m] = -134.6	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_{s1} [kN m / m] = -556.3	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_{s2} [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.00
L'_{s2} [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{v3} [kN / m ²] = 34.25	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{v4} [kN / m ²] = 34.25	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_{s2} [kN / m] = 120.2	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_{s2} [kN m / m] = 42.7	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

H_0 [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_d [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_d [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_r [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_r [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_0 [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_0 [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

MSS04_H650.xlsx - Sismica SLV STR (A1+M1)
Pag. 11/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente						
	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione di progetto
δ'_{hs} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{hs} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-7.5	12.5	12.5	12.5	12.5	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione						
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno caratteristico				γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno di progetto				
ϕ_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico				γ_{ϕ} [-] = 1.00
ϕ_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto				0.524 [rad]
c'_{fs} [kPa]	5.0	coesione caratteristica				γ_c [-] = 1.00
c'_{fs} [kPa]	5.0	coesione di progetto				
δ'_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno				γ_{δ} [-] = 1.00
δ'_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno				0.524 [rad]
Falda						
γ_{wa} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua caratteristico				γ_{wa} [-] = 1.00
γ_{wa} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua di progetto				
$z_{w,inf}$ [m]	20.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
$z_{w,super}$ [m]	20.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
Caratterizzazione sismica						
Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe						
a_g [g]	0.060	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido				
S_a [-]	1.50	fattore di amplificazione stratigrafica				
S_t [-]	1.20	fattore di amplificazione topografica				
β_{ms} [-]	0.19	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima				
K_h [-]	0.019	coefficiente sismico orizzontale				
K_v [-]	-0.010	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)				statico sismico
θ [grad]	1.12					0.000 0.020 [rad]
H_f x	0.500	posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hfx0.50)				
Caratteristiche geometriche						
H [m]	6.50	altezza del muro (da estradosso fondazione)				
h_{fil} [m]	1.00	altezza della fondazione a filo monte				
h_v [m]	1.00	altezza della fondazione a filo valle				
B [m]	5.50	larghezza della fondazione				
bo [m]	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)				
bv [m]	0.70	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle				
bm [m]	3.81	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante				
s [m]	0.34	spessore del muro in elevazione				
pv [-]	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle				
pm [-]	0.10	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte				
c [m]	0.40	pianerottolo sopra il muro				
β [grad]	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno				0.000 [rad]
r [m]	0.00	riazo del muro sopra terreno di monte				
R [m]	0.50	ricoprimento della fondazione a valle				
D [m]	1.50	approfondimento della fondazione a valle				
HF [m]	7.50	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
ψ [grad]	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)				
γ_{fs} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{fs} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				
i [grad]	0.0	contropendenza del piano di fondazione				0.000 [rad]
Sovraccarico						
q_{ps} [kN/m ²]	22.2	sovraccarico permanente caratteristico				γ_q [-] = 1.00
q_{as} [kN/m ²]	0.0	sovraccarico accidentale caratteristico				γ_q [-] = 0.00
q_s [kN/m ²]	22.2	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)				
Carichi concentrati						
X_c [m]	0.00	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)				
Z_c [m]	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)				
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				γ_{V_0} [-] = 1.00
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				γ_{H_0} [-] = 1.00
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				γ_{M_0} [-] = 1.00
V_1 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				
H_1 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				
M_1 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				
X_m [m]	2.60	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica				
Z_m [m]	-8.50	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica				
massa [kg/m]	0.00	massa sismica concentrata				

MSS04_H650.xlsx - Sismica SLV STR (A1+M1)
Pag. 12/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.019	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	-0.010	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	1.1			

	statico	sismico
	1.571	1.571 [rad]
	0.000	0.000 [rad]
	0.000	0.020 [rad]

	Unità 1		---		---		---		---		angolo di resistenza al taglio del terreno angolo di resistenza al taglio muro-terreno
	statico	sismico									
φ' [grad]	36.0	36.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	
δ' [grad]	24.0	24.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	
ka, ka_s [-]	0.235	0.246	0.225	0.237	0.225	0.237	0.330	0.344	0.330	0.344	coefficiente di spinta attiva

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	3.000	2.901	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancellotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	7.50	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a,k [kN/m]	161	spinta statica efficace		γ _{0(EU)} [-] = 1.10
S'a_s,k [kN/m]	169	spinta sismica efficace		
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		γ _{0(EU)} [-] = 1.10
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.50	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	2.873	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	85.21	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	85.21	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		

	F _x	F _y	x	z	M _{x,stat}	M _{x,s}		
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]		
S	147.53	65.68	-2.75	-	325.13	454.22	spinta statica	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
ΔS	8.89	3.03	-2.75	-3.75	16.64	26.48	Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
Rp	0.00	0.00	2.75	-0.50	-	-	resistenza passiva applicata a D/3	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	forze concentrate (verticale e orizzontale)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	momento concentrato	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
m _h	0.00	0.00	2.60	-8.50	-	-	massa sismica concentrata	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
W1	0.00	137.50	0.00	-0.50	340.31	-	peso della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W2	0.00	55.25	1.88	-4.25	43.26	-	peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*2	0.00	52.81	1.49	-3.17	59.73	-	peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W3	0.00	458.15	-0.85	-4.25	1482.35	-	peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
W*3	0.00	39.08	1.28	-5.33	51.82	-	peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
W4	0.00	6.48	2.40	-1.25	2.04	-	peso del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW1	2.67	-1.34	0.00	-0.50	-	5.51	inerzia della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW2	1.07	-0.54	1.88	-4.25	-	5.54	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW*2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW*2	1.03	-0.51	1.49	-3.17	-	4.29	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW3	8.91	-4.45	-0.85	-4.25	-	59.25	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW*3	0.76	-0.38	1.28	-5.33	-	5.07	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW4	0.13	-0.06	2.40	-1.25	-	0.20	inerzia del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
ΣF	168.9	810.7			ΣM =	2321.3	559.6	

Risultanti sul piano di fondazione

V [kN]	= ΣF _y	= 810.7	risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN]	= ΣF _x	= 168.9	risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m]	= 2.55	<B/6	distanza risultante dallo spigolo di valle
ex [m]	= 0.20	<B/6	eccentricità del carico in fondazione (= M/V)
Bex [m]	= 5.10		larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]

MSS04_H700.xlsx - Sismica SLV STR (A1+M1)
Pag. 13/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = 2988.7 *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = 737.3 *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = 4.07 *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = 204.1 *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = 953.8 *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = 204.1 *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = 556.4 *resistenza di progetto*
Rd / Td = 2.73 *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 z_R [m] = 5.20 *profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ ϕ /2)]*
 z_{90} [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano fondazione)*
 γ'_{LIM} [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 30.0 *angolo di resistenza al taglio di progetto* 0.524 [rad]
 c'_s [kPa] = 5.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 6.00 *larghezza della fondazione*
L [m] = 100.0 *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.80 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* 0.000 [rad]

Caratteristiche carico in fondazione

V [kNm] = 953.8 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kNm] = 204.1 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.24 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 5.51 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = 174.9 *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_0		Birnch-Ianson, 1970		
$\gamma'_{Lk} B / 2$ [kNm ²]	50.99	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	5.00	/	coesione			
q' [kPa]	/	/	29.60	pressione efficace di confinamento			
N	22.40	30.14	18.40	fattori di portanza			
S	1.02	1.03	1.02	fattori forma	K_{ϕ}	$I-\phi$ = 3.000	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.09	1.08	fattori di approfondimento			
I	0.51	0.52	0.54	fattori di inclinazione del carico			
β	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	597.4	105.8	388.8	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	1090.1			pressione limite			
Q_{lim} [kNm]	6008.3			carico limite			
FS [-]	7.30	FS = $(q_{lim} - q_0) / (q - q_0)$					
FS [-]	6.23	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.24 *eccentricità*
Bx [m] = 6.00 *larghezza sezione reagente in fondazione*
 σ_M [kPa] = 160.6 *tensione di contatto medie*
 σ_A [kPa] = 199.8 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_R [kPa] = 190.7 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = 177.1 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = 121.4 *tensione di contatto spigolo monte*

$x_{m=0}$ [m] = -12.29 *punto tensione di contatto nulla*
 x_A [m] = 3.00 *filo fondazione valle*
 x_R [m] = 2.30 *filo paramento valle*
 x_B [m] = 1.26 *filo paramento monte*
 x_S [m] = -3.00 *filo fondazione monte*

do/dx [-] = 13.07

MSS04_H650.xlsx - Sismica SLV STR (A1+M1)
Pag. 14/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

N_{s1} [kN / m] = 94.1	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.77
T_{s1} [kN / m] = 68.4	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
M_{s1} [kN m / m] = 122.1	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	
N_{s2} [kN / m] = 155.7	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.94
T_{s2} [kN / m] = 112.3	taglio sul muro al p.c. di valle	
M_{s2} [kN m / m] = 271.8	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	
N_s [kN / m] = 145.7	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.99
T_s [kN / m] = 131.7	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 341.1	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_M [m] = 3.81	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.00
L'_M [m] = 3.81	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m] = 143.84	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V2} [kN / m] = 143.84	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{V1} [kN / m] = 68.71	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_M [kN / m] = -93.0	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_M [kN m / m] = -362.3	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_V [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.00
L'_V [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m] = 33.92	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V2} [kN / m] = 33.92	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_V [kN / m] = 99.2	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_V [kN m / m] = 35.1	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

H_D [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_D [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_D [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_p [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_p [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_D [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_D [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

MSS04_H650.xlsx - Statica SLU STR (A1+M1)
Pag. 15/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente						
	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{tk} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{td} [kN/m ³]	24.1	24.1	26.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{tk} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{td} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{tk} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{td} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione di progetto
δ'_{tk} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{td} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-7.5	12.5	12.5	12.5	12.5	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione						
γ_{tk} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno caratteristico				γ_{tk} [-] = 1.00
γ_{td} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno di progetto				
ϕ_{tk} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico				γ_{ϕ} [-] = 1.00
ϕ_{td} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto				0.524 [rad]
c'_{tk} [kPa]	5.0	coesione caratteristica				γ_c [-] = 1.00
c'_{td} [kPa]	5.0	coesione di progetto				
δ'_{tk} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno				γ_{δ} [-] = 1.00
δ'_{td} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno				0.524 [rad]
Falda						
γ_{tk} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua caratteristico				γ_{tk} [-] = 1.30
γ_{td} [kN/m ³]	13.0	peso di volume dell'acqua di progetto				
$z_{M,fond}$ [m]	20.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
$z_{M,monte}$ [m]	20.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
Caratterizzazione sismica						
Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe						
a_g [g]	0.000	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido				
S_b [-]	1.50	fattore di amplificazione stratigrafica				
S_T [-]	1.20	fattore di amplificazione topografica				
β_{ns} [-]	0.18	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima				
K_h [-]	0.000	coefficiente sismico orizzontale				
K_v [-]	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)				statico sismico
θ [grad]	0.00					0.000 0.000 [rad]
H_f x	0.500	posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hf0.50)				
Caratteristiche geometriche						
H [m]	6.50	altezza del muro (da estradosso fondazione)				
h_{M} [m]	1.00	altezza della fondazione a filo monte				
h_v [m]	1.00	altezza della fondazione a filo valle				
B [m]	5.50	larghezza della fondazione				
b_0 [m]	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)				
b_v [m]	0.70	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle				
b_m [m]	3.81	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante				
s [m]	0.34	spessore del muro in elevazione				
p_v [-]	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle				
p_m [-]	0.10	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte				
c [m]	0.40	pianerottolo sopra il muro				
β [grad]	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno				0.000 [rad]
r [m]	0.00	riazo del muro sopra terreno di monte				
R [m]	0.50	ricoprimento della fondazione a valle				
D [m]	1.50	approfondimento della fondazione a valle				
HF [m]	7.50	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
ψ [grad]	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)				
$\gamma_{tk,M}$ [kN/m ²]	25.0	peso di volume del muro				γ_{tk} [-] = 1.00
$\gamma_{td,M}$ [kN/m ²]	25.0	peso di volume del muro				
i [grad]	0.0	contropendenza del piano di fondazione				0.000 [rad]
Sovraccarico						
q_{tk} [kN/m ²]	22.2	sovraccarico permanente caratteristico				γ_q [-] = 1.30
q_{td} [kN/m ²]	20.0	sovraccarico accidentale caratteristico				γ_q [-] = 1.50
q_k [kN/m ²]	58.9	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)				
Carichi concentrati						
X_0 [m]	0.00	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)				
Z_0 [m]	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)				
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				γ_V [-] = 1.00
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				γ_H [-] = 1.00
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				γ_M [-] = 1.00
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				
X_M [m]	2.60	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica				
Z_M [m]	-8.50	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica				
massa [kg/m]	0.00	massa sismica concentrata				

MSS04_H650.xlsx - Statica SLU STR (A1+M1)
Pag. 16/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	0.0			
			statico	sismico	
			1.571	1.571	[rad]
			0.000	0.000	[rad]
			0.000	0.000	[rad]

	Unità 1		---		---		---		---		angolo di resistenza al taglio del terreno
	statico	sismico									
φ' [grad]	36.0	36.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
δ' [grad]	24.0	24.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
ka, ka_s [-]	0.235	0.235	0.225	0.225	0.225	0.225	0.330	0.330	0.330	0.330	coefficiente di spinta attiva

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	3.000	3.000	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancellotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	7.50	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a_k [kN/m]	263	spinta statica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
S'a_s_k [kN/m]	263	spinta sismica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.50	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	3.000	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	88.42	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	88.42	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		

	F _x	F _y	x	z	M _{x,STAT}	M _{x,SEI}	
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	
S	240.07	106.88	-2.75	-	529.08	789.38	spinta statica
ΔS	0.00	0.00	-2.75	-3.75	-	-	Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf
Rp	0.00	0.00	2.75	-0.50	-	-	resistenza passiva applicata a D/3
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	forze concentrate (verticale e orizzontale)
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	momento concentrato
m _h	0.00	0.00	2.60	-8.50	-	-	massa sismica concentrata
W1	0.00	137.50	0.00	-0.50	340.31	-	peso della fondazione (soletta)
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (cuneo inclinato)
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (dente)
W2	0.00	55.25	1.88	-4.25	43.26	-	peso del paramento in elevazione
W*2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del paramento in elevazione
W*2	0.00	52.81	1.49	-3.17	59.73	-	peso del paramento in elevazione
W3	0.00	595.60	-0.85	-4.25	1927.06	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	50.81	1.28	-5.33	67.37	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W4	0.00	8.42	2.40	-1.25	2.65	-	peso del terreno sulla fondazione di valle
dW1	0.00	0.00	0.00	-0.50	-	-	inerzia della fondazione (soletta)
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (cuneo inclinato)
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (dente)
dW2	0.00	0.00	1.88	-4.25	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW*2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW*2	0.00	0.00	1.49	-3.17	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW3	0.00	0.00	-0.85	-4.25	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	1.28	-5.33	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW4	0.00	0.00	2.40	-1.25	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di valle
ΣF	240.1	1007.3			ΣM = 2969.5	789.4	

Risultanti sul piano di fondazione

V [kN]	= ΣF _y =	1007.3	risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN]	= ΣF _x =	240.1	risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m]	=	2.56	distanza risultante dallo spigolo di valle
ex [m]	=	0.19	<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M/V)
Bex [m]	=	5.13	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]

MSS04_H650.xlsx - Statica SLU STR (A1+M1)
Pag. 17/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = 2989.5 *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = 789.4 *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = 3.76 *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = 240.1 *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = 1007.3 *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = 740.1 *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = 581.5 *resistenza di progetto*
Rd / Td = 2.42 *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.5}$ [m] = 4.76 *profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ ϕ /2)]*
 $z_{0.6}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano di fondazione)*
 γ'_{LIM} [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 30.0 *angolo di resistenza al taglio di progetto* 0.524 [rad]
 c'_s [kPa] = 5.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 5.50 *larghezza della fondazione*
L [m] = 100.0 *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.50 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* 0.000 [rad]

Caratteristiche carico in fondazione

V [kN/m] = 1007.3 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kN/m] = 240.1 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.19 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 5.13 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = 196.5 *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_0				
$\gamma'_{Lk} B / 2$ [kNm/m]	47.42	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	5.00	/	coesione			
q' [kPa]	/	/	27.75	pressione efficace di confinamento			
N	22.40	30.14	18.40	fattori di portanza			
S	1.02	1.03	1.02	fattori forma	K_{ϕ}	$I-\phi$ = 3.000	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.09	1.08	fattori di approfondimento			
I	0.47	0.58	0.50	fattori di inclinazione del carico			
β	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	502.1	98.2	339.1	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	939.4	pressione limite					
Q_{lim} [kNm/m]	4815.6	carico limite					
FS [-]	5.40	FS = $(q_{lim} - q_0) / (q - q_0)$					
FS [-]	4.78	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.19 *eccentricità*
Bx [m] = 5.50 *larghezza sezione reagente in fondazione*
 s_M [kPa] = 183.1 *tensione di contatto medie*
 σ_A [kPa] = 220.5 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_R [kPa] = 211.0 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = 197.5 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = 145.8 *tensione di contatto spigolo monte*
 $x_{m=0}$ [m] = -13.49 *punto tensione di contatto nulle*
 x_A [m] = 2.75 *filo fondazione valle*
 x_R [m] = 2.05 *filo paramento valle*
 x_B [m] = 1.06 *filo paramento monte*
 x_S [m] = -2.75 *filo fondazione monte*
do/dx [-] = 13.57

MSS04_H650.xlsx - Statica SLU STR (A1+M1)
Pag. 18/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

$N_{H/3}$ [kN / m] = 105.5	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.77
$T_{H/3}$ [kN / m] = 103.2	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
$M_{H/3}$ [kN m / m] = 186.3	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	
N_{S+R} [kN / m] = 167.0	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.94
T_{S+R} [kN / m] = 168.4	taglio sul muro al p.c. di valle	
M_{S+R} [kN m / m] = 415.8	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	
N_s [kN / m] = 158.9	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.99
T_s [kN / m] = 190.8	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 503.2	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_v [m] = 3.81	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.00
L'_v [m] = 3.81	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{V0} [kN / m ²] = 181.33	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V0} [kN / m ²] = 181.33	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{V0} [kN / m] = 106.88	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_a [kN / m] = -143.7	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_a [kN m / m] = -539.9	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_v [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.00
L'_v [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{V0} [kN / m ²] = 37.03	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V0} [kN / m ²] = 37.03	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_v [kN / m] = 125.1	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_v [kN m / m] = 44.2	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

H_0 [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_0 [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_0 [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_0 [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_0 [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_0 [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_0 [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

MSS04_H650.xlsx - Statica SLE
Pag. 19/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente						
	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{tk} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{td} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{tk} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{td} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{tk} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{td} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione di progetto
δ'_{tk} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{td} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-7.5	12.5	12.5	12.5	12.5	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione						
γ_{tk} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno caratteristico				γ_{tk} [-] = 1.00
γ_{td} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno di progetto				
ϕ_{tk} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico				γ_{ϕ} [-] = 1.00
ϕ_{td} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto				0.524 [rad]
c'_{tk} [kPa]	5.0	coesione caratteristica				γ_c [-] = 1.00
c'_{td} [kPa]	5.0	coesione di progetto				
δ'_{tk} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno				γ_{δ} [-] = 1.00
δ'_{td} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno				0.524 [rad]
Falda						
γ_{tk} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua caratteristico				γ_{tk} [-] = 1.00
γ_{td} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua di progetto				
$z_{M,fond}$ [m]	20.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
$z_{M,monte}$ [m]	20.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
Caratterizzazione sismica						
Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe						
a_g [g]	0.000	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido				
S_b [-]	1.50	fattore di amplificazione stratigrafica				
S_t [-]	1.20	fattore di amplificazione topografica				
β_{ns} [-]	0.18	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima				
K_h [-]	0.000	coefficiente sismico orizzontale				
K_v [-]	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)				statico sismico
θ [grad]	0.00					0.000 0.000 [rad]
H_f x	0.500	posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hf0.50)				
Caratteristiche geometriche						
H [m]	6.50	altezza del muro (da estradosso fondazione)				
h_{M} [m]	1.00	altezza della fondazione a filo monte				
h_v [m]	1.00	altezza della fondazione a filo valle				
B [m]	5.50	larghezza della fondazione				
b_0 [m]	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)				
b_v [m]	0.70	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle				
b_m [m]	3.81	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante				
s [m]	0.34	spessore del muro in elevazione				
p_v [-]	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle				
p_m [-]	0.10	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte				
c [m]	0.40	pianerottolo sopra il muro				
β [grad]	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno				0.000 [rad]
r [m]	0.00	riazo del muro sopra terreno di monte				
R [m]	0.50	ricoprimento della fondazione a valle				
D [m]	1.50	approfondimento della fondazione a valle				
Hf [m]	7.50	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
ψ [grad]	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)				
$\gamma_{tk,M}$ [kN/m ²]	25.0	peso di volume del muro				γ_{tk} [-] = 1.00
$\gamma_{td,M}$ [kN/m ²]	25.0	peso di volume del muro				
i [grad]	0.0	contropendenza del piano di fondazione				0.000 [rad]
Sovraccarico						
q_{per} [kN/m ²]	22.2	sovraccarico permanente caratteristico				γ_q [-] = 1.00
q_{acc} [kN/m ²]	20.0	sovraccarico accidentale caratteristico				γ_q [-] = 0.00
q_d [kN/m ²]	22.2	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)				
Carichi concentrati						
X_0 [m]	0.00	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)				
Z_0 [m]	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)				
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				γ_{V_0} [-] = 1.00
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				γ_{H_0} [-] = 1.00
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				γ_{M_0} [-] = 1.00
V_1 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				
H_1 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				
M_1 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				
X_{M1} [m]	2.60	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica				
Z_{M1} [m]	-8.50	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica				
massa [kg/m]	0.00	massa sismica concentrata				

MSS04_H650.xlsx - Statica SLE
Pag. 20/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	0.0			
			statico	sismico	
			1.571	1.571	[rad]
			0.000	0.000	[rad]
			0.000	0.000	[rad]

	Unità 1		---		---		---		---		angolo di resistenza al taglio del terreno
	statico	sismico									
φ' [grad]	36.0	36.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
δ' [grad]	24.0	24.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
ka, ka_s [-]	0.235	0.235	0.225	0.225	0.225	0.225	0.330	0.330	0.330	0.330	coefficiente di spinta attiva

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	3.000	3.000	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancellotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	7.50	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a_k [kN/m]	161	spinta statica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
S'a_s_k [kN/m]	161	spinta sismica efficace		
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.50	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	3.000	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	88.42	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	88.42	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		
0%		percentuale della resistenza passiva da considerare per il calcolo		
0%		percentuale della resistenza passiva da considerare per la verifica a ribaltamento		

	F _x [kN]	F _y [kN]	x [m]	z [m]	M _{KIAS} [kNm]	M _{KIB} [kNm]	
S	147.53	65.68	-2.75	-	325.13	454.22	spinta statica
ΔS	0.00	0.00	-2.75	-3.75			Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf
Rp	0.00	0.00	2.75	-0.50			resistenza passiva applicata a D/3
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00			forze concentrate (verticale e orizzontale)
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00			momento concentrato
m _h	0.00	0.00	2.60	-8.50			massa sismica concentrata
W1	0.00	137.50	0.00	-0.50	340.31		peso della fondazione (soletta)
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (cuneo inclinato)
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00			peso della fondazione (dente)
W2	0.00	55.25	1.88	-4.25	43.26		peso del paramento in elevazione
W*2	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del paramento in elevazione
W*2	0.00	52.81	1.49	-3.17	59.73		peso del paramento in elevazione
W3	0.00	458.15	-0.85	-4.25	1482.35		peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00			peso del terreno sulla fondazione di monte
W*3	0.00	39.08	1.28	-5.33	51.82		peso del terreno sulla fondazione di monte
W4	0.00	6.48	2.40	-1.25	2.04		peso del terreno sulla fondazione di valle
dW1	0.00	0.00	0.00	-0.50			inerzia della fondazione (soletta)
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (cuneo inclinato)
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia della fondazione (dente)
dW2	0.00	0.00	1.88	-4.25			inerzia del paramento in elevazione
dW*2	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del paramento in elevazione
dW*2	0.00	0.00	1.49	-3.17			inerzia del paramento in elevazione
dW3	0.00	0.00	-0.85	-4.25			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW*3	0.00	0.00	1.28	-5.33			inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW4	0.00	0.00	2.40	-1.25			inerzia del terreno sulla fondazione di valle
ΣF	147.5	815.0			ΣM = 2304.7	454.2	

Risultanti sul piano di fondazione

V [kN]	= ΣF _y	= 815.0	risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN]	= ΣF _x	= 147.5	risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m]	= 2.64		distanza risultante dallo spigolo di valle
ex [m]	= 0.11	< B/6	eccentricità del carico in fondazione (= M/V)
Bex [m]	= 5.27		larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]

MSS04_H650.xlsx - Statica SLE
Pag. 21/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = **2304.7** *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = **454.2** *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = **5.07** *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = **147.5** *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = **815.0** *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = **147.5** *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = **470.5** *resistenza di progetto*
Rd / Td = **3.19** *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.5}$ [m] = 4.76 *profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ $\phi'/2$)]*
 $z_{0.1}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano fondazione)*
 $\gamma'_{1,eq}$ [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 30.0 *angolo di resistenza al taglio di progetto* **0.524 [rad]**
 c'_s [kPa] = 5.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 5.50 *larghezza della fondazione*
L [m] = **100.0** *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.50 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* **0.000 [rad]**

Caratteristiche carico in fondazione

V [kN/m] = 815.0 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kN/m] = 147.5 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.11 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 5.27 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = 154.6 *pressione di Meyerhof*

	γ'	c	q_u				
$\gamma'_{1k} B / 2$ [kNm ²]	48.75	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	5.00	/	coesione			
q'_1 [kPa]	/	/	27.75	pressione efficace di confinamento			
N	22.40	30.14	18.40	fattori di portanza			
S	1.02	1.03	1.02	fattori forma	K_{ϕ}	$I-\phi$ = 3.000	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.09	1.08	fattori di approfondimento			
I	0.57	0.68	0.69	fattori di inclinazione del carico			
β	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	637.1	114.1	389.0	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	1140.3	pressione limite					
Q_{lim} [kNm]	6010.3	carico limite					
FS [-]	8.77	FS = $(q_{lim} - q_u) / (q - q_u)$					
FS [-]	7.37	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.11 *eccentricità*
Bx [m] = 5.50 *larghezza sezione reagente in fondazione*
 s_M [kPa] = **148.2** *tensione di contatto medie*
 σ_A [kPa] = **166.7** *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_R [kPa] = **162.0** *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = **155.3** *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = **129.7** *tensione di contatto spigolo monte*

$x_{m=0}$ [m] = **-22.01** *punto tensione di contatto nulle*
 x_A [m] = **2.75** *filo fondazione valle*
 x_R [m] = **2.05** *filo paramento valle*
 x_B [m] = **1.06** *filo paramento monte*
 x_S [m] = **-2.75** *filo fondazione monte*

dx/dx [-]
6.73

MSS04_H650.xlsx - Statica SLE
Pag. 22/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

$N_{s,1}$ [kN / m] = 95.0	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.77
$T_{s,1}$ [kN / m] = 57.9	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
$M_{s,1}$ [kN m / m] = 99.3	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	
$N_{s,2}$ [kN / m] = 156.6	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.94
$T_{s,2}$ [kN / m] = 99.9	taglio sul muro al p.c. di valle	
$M_{s,2}$ [kN m / m] = 234.5	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	
N_s [kN / m] = 147.1	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.99
T_s [kN / m] = 114.6	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 286.0	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_{s1} [m] = 3.81	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.00
L'_{s1} [m] = 3.81	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{v1} [kN / m ²] = 145.25	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{v2} [kN / m ²] = 145.25	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{v1} [kN / m] = 65.68	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_{s1} [kN / m] = -76.2	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_{s1} [kN m / m] = -301.3	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_{s2} [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 1.00
L'_{s2} [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{v3} [kN / m ²] = 34.25	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{v4} [kN / m ²] = 34.25	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_{s2} [kN / m] = 91.1	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_{s2} [kN m / m] = 32.1	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

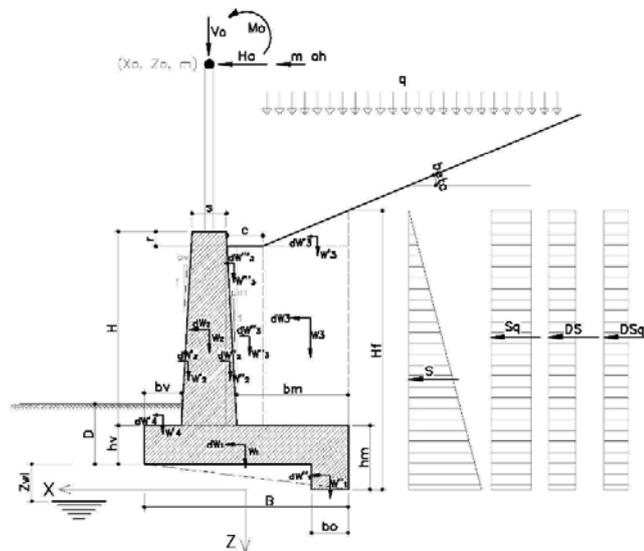
H_0 [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_d [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_d [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_p [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_p [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_0 [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_0 [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

10.4 SEZIONE TIPO 4

MSS04_H550.xlsx - SCHEMI

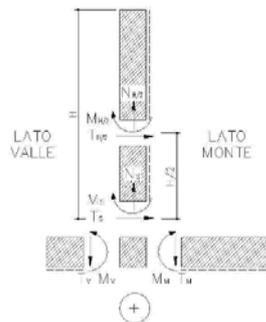
Pag. 1/22

SCHEMA DI INPUT



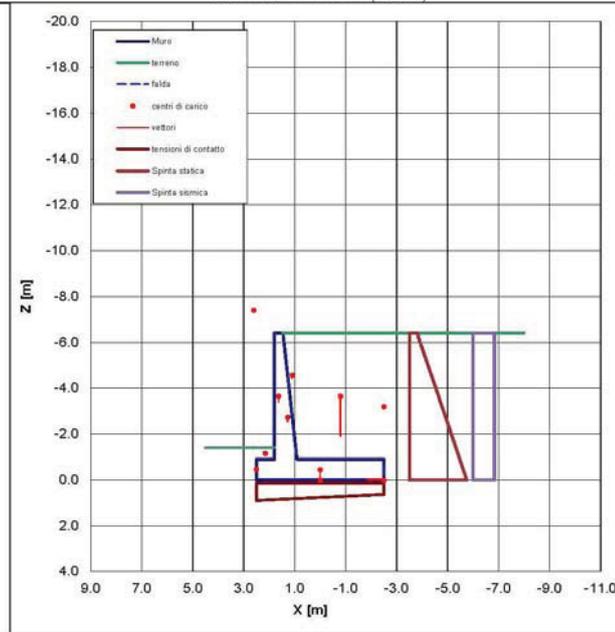
N.B. Se $bo \neq 0$ $hm > hv$ il dente viene posizionato a monte;
 Se $bo \neq 0$ $hv > hm$ il dente viene posizionato a valle;
 Se $bo = 0$ e $hm > hv$ si considera la fondazione su piano inclinato.

SCHEMA SOLLECITAZIONI

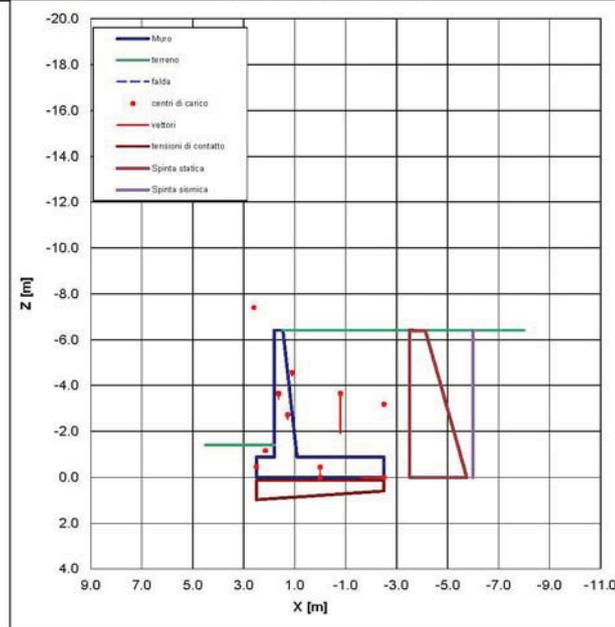


MSS04_H550.xlsx - GRAFICI
Pag. 222

CONDIZIONE SISMICA (A2+M2)



CONDIZIONE STATICA (A2+M2)



MSS04_H550.xlsx - Sismica SLV GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 3/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente						
	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{hd} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{hd} [grad]	30.2	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{hd} [kPa]	0.0	24.0	24.0	4.0	4.0	coesione di progetto
δ'_{hs} [grad]	24.0	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{hd} [grad]	24.0	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-6.4	13.6	13.6	13.6	13.6	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	13.6	13.6	13.6	13.6	13.6	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione						
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5					peso di volume del terreno caratteristico
γ_{fd} [kN/m ³]	18.5					peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{fs} [grad]	30.0					angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{fd} [grad]	24.8					angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{fs} [kPa]	5.0					coesione caratteristica
c'_{fd} [kPa]	4.0					coesione di progetto
δ'_{fs} [grad]	30.0					angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno
δ'_{fd} [grad]	30.0					angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno
Falda						
γ_{wa} [kN/m ³]	10.0					peso di volume dell'acqua caratteristico
γ_{wd} [kN/m ³]	10.0					peso di volume dell'acqua di progetto
$z_{w,inf}$ [m]	20.00					quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)
$z_{w,super}$ [m]	20.00					quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)
Caratterizzazione sismica						
Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe						
a_g [g]	0.060					accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido
S_w [-]	1.50					fattore di amplificazione stratigrafica
S_t [-]	1.20					fattore di amplificazione topografica
β_w [-]	0.19					coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima
K_h [-]	0.019					coefficiente sismico orizzontale
K_v [-]	-0.010					coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)
θ [grad]	1.12					
H_f x	0.500					posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hf=0.50)
Caratteristiche geometriche						
H [m]	5.50					altezza del muro (da estradosso fondazione)
h_{fil} [m]	0.90					altezza della fondazione a filo monte
h_{fil} [m]	0.90					altezza della fondazione a filo valle
B [m]	5.00					larghezza della fondazione
b_0 [m]	0.00					larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)
b_v [m]	0.70					larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle
b_m [m]	3.41					larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante
s [m]	0.34					spessore del muro in elevazione
p_v [-]	0.00					pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle
p_m [-]	0.10					pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte
c [m]	0.40					pianerottolo sopra il muro
β [grad]	0.0					inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno
r [m]	0.00					riazo del muro sopra terreno di monte
R [m]	0.50					ricoprimento della fondazione a valle
D [m]	1.40					approfondimento della fondazione a valle
Hf [m]	6.40					altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)
ψ [grad]	90.0					inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)
γ_{fhs} [kN/m ³]	25.0					peso di volume del muro
γ_{fhd} [kN/m ³]	25.0					peso di volume del muro
i [grad]	0.0					contropendenza del piano di fondazione
Sovraccarico						
q_{ps} [kN/m ²]	18.5					sovraccarico permanente caratteristico
q_{pd} [kN/m ²]	0.0					sovraccarico accidentale caratteristico
q_d [kN/m ²]	18.5					valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)
Carichi concentrati						
X_0 [m]	0.00					coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)
Z_0 [m]	0.00					ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)
V_0 [kN/m]	0.00					componente verticale della forza (positiva se verso il basso)
H_0 [kN/m]	0.00					componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)
M_0 [kN m/m]	0.00					momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)
V_0 [kN/m]	0.00					componente verticale della forza (positiva se verso il basso)
H_0 [kN/m]	0.00					componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)
M_0 [kN m/m]	0.00					momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)
X_{ms} [m]	2.60					coordinata X del centro di applicazione della massa sismica
Z_{ms} [m]	-7.40					ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica
massa [kg/m]	0.00					massa sismica concentrata

MSS04_H550.xlsx - Sismica SLV GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 4/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.019	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	-0.010	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	1.1			

	Unità 1		---		---		---		---		angolo di resistenza al taglio del terreno angolo di resistenza al taglio muro-terreno
	statico	sismico									
φ' [grad]	30.2	30.2	32.0	32.0	32.0	32.0	22.2	22.2	22.2	22.2	
δ' [grad]	24.0	24.0	32.0	32.0	32.0	32.0	22.2	22.2	22.2	22.2	
ka, ka_s [-]	0.294	0.307	0.277	0.290	0.277	0.290	0.394	0.409	0.394	0.409	coefficiente di spinta attiva

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	2.444	2.371	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancelotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	6.40	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a,k [kN/m]	146	spinta statica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
S'a_s,k [kN/m]	153	spinta sismica efficace		
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.40	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	2.348	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	59.73	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	59.73	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		

	F _x [kN]	F _y [kN]	x [m]	z [m]	M _{x,stat} [kNm]	M _{x,sism} [kNm]		
S	133.30	59.57	-2.50	-	268.07	350.77	spinta statica	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
ΔS	5.69	2.53	-2.50	-3.20	12.67	18.22	Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
Rp	0.00	0.00	2.50	-0.47	-	-	resistenza passiva applicata a D/3	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	forze concentrate (verticale e orizzontale)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	momento concentrato	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
m _h	0.00	0.00	2.60	-7.40	-	-	massa sismica concentrata	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W1	0.00	112.50	0.00	-0.45	253.13	-	peso della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W2	0.00	46.75	1.63	-3.65	36.61	-	peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W*2	0.00	37.81	1.28	-2.73	41.63	-	peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W3	0.00	346.97	-0.80	-3.65	1028.93	-	peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W*3	0.00	27.98	1.09	-4.57	35.42	-	peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
W4	0.00	6.48	2.15	-1.15	2.04	-	peso del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW1	2.19	-1.09	0.00	-0.45	-	4.09	inerzia della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW2	0.91	-0.45	1.63	-3.65	-	4.08	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*2	0.74	-0.37	1.28	-2.73	-	2.70	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW3	6.75	-3.37	-0.80	-3.65	-	39.31	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW*3	0.54	-0.27	1.09	-4.57	-	3.15	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
dW4	0.13	-0.06	2.15	-1.15	-	0.18	inerzia del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EQ)})
ΣF	150.7	635.0			ΣM = 1678.5	422.5		

Risultanti sul piano di fondazione

V [kN] = ΣF _y =	635.0	risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN] = ΣF _x =	150.7	risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m] =	2.33	distanza risultante dallo spigolo di valle
ex [m] =	0.17	<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M/V)
Bex [m] =	4.65	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]

MSS04_H550.xlsx - Sismica SLV GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 5/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = 1678.5 *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = 422.5 *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = 3.97 *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = 150.7 *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = 635.0 *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = 150.7 *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = 366.6 *resistenza di progetto*
Rd / Td = 2.43 *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.1}$ [m] = 3.91 *profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ $\phi'/2$)]*
 $z_{0.2}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano di fondazione)*
 $\gamma'_{1,net}$ [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 24.6 *angolo di resistenza al taglio di progetto* 0.433 [rad]
 c'_s [kPa] = 4.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 5.00 *larghezza della fondazione*
L [m] = 100.0 *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.40 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* 0.000 [rad]

Caratteristiche carico in fondazione

V [kNm/m] = 635.0 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kNm/m] = 150.7 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.17 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 4.65 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = 136.4 *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_u				
$\gamma'_{1k} B / 2$ [kNm/m]	43.06	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	4.00	/	coesione			
q'_1 [kPa]	/	/	25.90	pressione efficace di confinamento			
N	10.66	20.42	10.43	fattori di portanza			
S	1.01	1.02	1.01	fattori forma	K_{ϕ}	$I = 2.444$	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.10	1.09	fattori di approfondimento			
I	0.47	0.57	0.51	fattori di inclinazione del carico			
β	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	217.9	52.4	182.3	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	452.7			pressione limite			
Q_{lim} [kNm/m]	2107.2			carico limite			
FS [-]	3.86	FS = $(q_{lim} - q_u) / (q - q_u)$					
FS [-]	3.32	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.17 *eccentricità*
Bx [m] = 5.00 *larghezza sezione reagente in fondazione*
 σ_M [kPa] = 127.0 *tensione di contatto medie*
 σ_A [kPa] = 153.3 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_R [kPa] = 145.9 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = 136.6 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = 100.7 *tensione di contatto spigolo monte*
 $x_{m=0}$ [m] = -12.07 *punto tensione di contatto nulla*
 x_A [m] = 2.50 *filo fondazione valle*
 x_R [m] = 1.80 *filo paramento valle*
 x_B [m] = 0.91 *filo paramento monte*
 x_S [m] = -2.50 *filo fondazione monte*
do/dx [-] = 10.52

MSS04_H550.xlsx - Sismica SLV GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 6/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

$N_{s,1}$ [kN / m] = 72.1	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.71
$T_{s,1}$ [kN / m] = 59.7	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
$M_{s,1}$ [kN m / m] = 89.9	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	
$N_{s,2}$ [kN / m] = 121.3	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.84
$T_{s,2}$ [kN / m] = 96.4	taglio sul muro al p.c. di valle	
$M_{s,2}$ [kN m / m] = 193.8	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	
N_s [kN / m] = 111.4	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.89
T_s [kN / m] = 115.6	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 251.8	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_{s1} [m] = 3.41	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.90
L'_{s1} [m] = 3.41	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m] = 123.04	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V2} [kN / m] = 123.04	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{V1} [kN / m] = 62.11	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_{s1} [kN / m] = -77.1	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_{s1} [kN m / m] = -272.2	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_{s2} [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.90
L'_{s2} [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{V3} [kN / m] = 31.44	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V4} [kN / m] = 31.44	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_{s2} [kN / m] = 82.7	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_{s2} [kN m / m] = 29.3	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

H_0 [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_s [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_s [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_p [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_p [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_0 [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_0 [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

MSS04_H550.xlsx - Statica SLU GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 7/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente		Riempimento					
		Unità 1	---	---	---	---	
Hs [m]	=	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{tk} [kN/m ³]	=	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{td} [kN/m ³]	=	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{tk} [grad]	=	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{td} [grad]	=	30.2	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{tk} [kPa]	=	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{td} [kPa]	=	0.0	24.0	24.0	4.0	4.0	coesione di progetto
δ'_{tk} [grad]	=	24.0	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{td} [grad]	=	24.0	32.0	32.0	22.2	22.2	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	=	-6.4	13.6	13.6	13.6	13.6	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	=	13.6	13.6	13.6	13.6	13.6	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione							
γ_{tk} [kN/m ³]	=	18.5					peso di volume del terreno caratteristico
γ_{td} [kN/m ³]	=	18.5					peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{tk} [grad]	=	30.0					angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{td} [grad]	=	24.8					angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{tk} [kPa]	=	5.0					coesione caratteristica
c'_{td} [kPa]	=	4.0					coesione di progetto
δ'_{tk} [grad]	=	30.0					angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno
δ'_{td} [grad]	=	30.0					angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno
Falda							
γ_{tk} [kN/m ³]	=	10.0					peso di volume dell'acqua caratteristico
γ_{td} [kN/m ³]	=	10.0					peso di volume dell'acqua di progetto
$z_{M,inf}$ [m]	=	20.00					quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)
$z_{M,super}$ [m]	=	20.00					quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)
Caratterizzazione sismica		Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe					
a_g [g]	=	0.000					accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido
S_w [-]	=	1.50					fattore di amplificazione stratigrafica
S_T [-]	=	1.20					fattore di amplificazione topografica
β_w [-]	=	0.18					coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima
K_h [-]	=	0.000					coefficiente sismico orizzontale
K_v [-]	=	0.000					coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)
θ [grad]	=	0.00					statico sismico 0.000 0.000 [rad]
H_f x	=	0.500					posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hf0.50)
Caratteristiche geometriche							
H [m]	=	5.50					altezza del muro (da estradosso fondazione)
h_{fil} [m]	=	0.90					altezza della fondazione a filo monte
h_{fil} [m]	=	0.90					altezza della fondazione a filo valle
B [m]	=	5.00					larghezza della fondazione
bo [m]	=	0.00					larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)
bv [m]	=	0.70					larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle
bm [m]	=	3.41					larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante
s [m]	=	0.34					spessore del muro in elevazione
ρ_v [-]	=	0.00					pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle
ρ_m [-]	=	0.10					pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte
c [m]	=	0.40					pianerottolo sopra il muro
β [grad]	=	0.0					inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno
r [m]	=	0.00					riazo del muro sopra terreno di monte
R [m]	=	0.50					ricoprimento della fondazione a valle
D [m]	=	1.40					approfondimento della fondazione a valle
Hf [m]	=	6.40					altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)
ψ [grad]	=	90.0					inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)
γ_{tk} [kN/m ³]	=	25.0					peso di volume del muro
γ_{td} [kN/m ³]	=	25.0					peso di volume del muro
i [grad]	=	0.0					contropendenza del piano di fondazione
Sovraccarico							
q_{per} [kN/m ²]	=	18.5					sovraccarico permanente caratteristico
q_{acc} [kN/m ²]	=	20.0					sovraccarico accidentale caratteristico
q_d [kN/m ²]	=	45.8					valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)
Carichi concentrati							
X_c [m]	=	0.00					coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)
Z_c [m]	=	0.00					ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)
V_0 [kN/m]	=	0.00					componente verticale della forza (positiva se verso il basso)
H_0 [kN/m]	=	0.00					componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)
M_0 [kN m/m]	=	0.00					momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)
V_0 [kN/m]	=	0.00					componente verticale della forza (positiva se verso il basso)
H_0 [kN/m]	=	0.00					componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)
M_0 [kN m/m]	=	0.00					momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)
X_m [m]	=	2.60					coordinata X del centro di applicazione della massa sismica
Z_m [m]	=	-7.40					ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica
massa [kg/m]	=	0.00					massa sismica concentrata

MSS04_H550.xlsx - Statica SLU GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 8/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	0.0			

	Unità 1									
	statico	sismico								
φ' [grad]	30.2	30.2	32.0	32.0	32.0	32.0	22.2	22.2	22.2	22.2
δ' [grad]	24.0	24.0	32.0	32.0	32.0	32.0	22.2	22.2	22.2	22.2
ka, ka_s [-]	0.294	0.294	0.277	0.277	0.277	0.277	0.394	0.394	0.394	0.394

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	2.444	2.444	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancelotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	6.40	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a_k [kN/m]	198	spinta statica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
S'a_s_k [kN/m]	198	spinta sismica efficace		
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.40	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	2.444	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	61.82	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	61.82	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		

	F _x [kN]	F _y [kN]	x [m]	z [m]	M _{static} [kNm]	M _{sism} [kNm]	
S	180.71	80.46	-2.50	-	362.05	515.62	spinta statica
ΔS	0.00	0.00	-2.50	-3.20	-	-	Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf
Rp	0.00	0.00	2.50	-0.47	-	-	resistenza passiva applicata a D/3
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	forze concentrate (verticale e orizzontale)
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	momento concentrato
m _h	0.00	0.00	2.60	-7.40	-	-	massa sismica concentrata
W1	0.00	112.50	0.00	-0.45	253.13	-	peso della fondazione (soletta)
W'1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (cuneo inclinato)
W''1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (dente)
W2	0.00	46.75	1.63	-3.65	36.61	-	peso del paramento in elevazione
W'2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del paramento in elevazione
W''2	0.00	37.81	1.28	-2.73	41.63	-	peso del paramento in elevazione
W3	0.00	346.97	-0.80	-3.65	1028.93	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W'3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W''3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W'''3	0.00	27.98	1.09	-4.57	35.42	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W4	0.00	6.48	2.15	-1.15	2.04	-	peso del terreno sulla fondazione di valle
dW1	0.00	0.00	0.00	-0.45	-	-	inerzia della fondazione (soletta)
dW'1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (cuneo inclinato)
dW''1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (dente)
dW2	0.00	0.00	1.63	-3.65	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW'2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW''2	0.00	0.00	1.28	-2.73	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW3	0.00	0.00	-0.80	-3.65	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW'3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW''3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW'''3	0.00	0.00	1.09	-4.57	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW4	0.00	0.00	2.15	-1.15	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di valle
ΣF	180.7	658.9			ΣM = 1759.8	515.6	

Risultanti sul piano di fondazione

V [kN]	= ΣF _y	= 658.9	Dy [m]	= 1.00	passo longitudinale di calcolo
H [kN]	= ΣF _x	= 180.7			risultante delle forze verticali in fondazione
u [m]	= 2.26				risultante delle forze orizzontali in fondazione
ex [m]	= 0.24				distanza risultante dallo spigolo di valle
Bex [m]	= 4.51				<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M/V)
					larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]

MSS04_H550.xlsx - Statica SLU GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 9/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = **1759.8** *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = **515.6** *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = **3.41** *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = **180.7** *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = **958.9** *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = **180.7** *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = **380.4** *resistenza di progetto*
Rd / Td = **2.11** *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.5}$ [m] = 3.91 *profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ ϕ /2)]*
 $z_{0.6}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano fondazione)*
 γ'_{LIM} [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 24.6 *angolo di resistenza al taglio di progetto* 0.433 [rad]
 c'_s [kPa] = 4.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 5.00 *larghezza della fondazione*
L [m] = **100.0** *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.40 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* 0.000 [rad]

Caratteristiche carico in fondazione

V [kNm] = 658.9 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kNm] = 180.7 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.24 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 4.51 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = 146.0 *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_0				
$\gamma'_{Lk} B / 2$ [kNm ²]	41.74	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	4.00	/	coesione			
q'_s [kPa]	/	/	25.90	pressione efficace di confinamento			
N	10.66	20.42	10.43	fattori di portanza			
S	1.01	1.02	1.01	fattori forma	K_{ϕ}	$I = 2.444$	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.11	1.10	fattori di approfondimento			
I	0.41	0.51	0.56	fattori di inclinazione del carico			
β	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	183.7	47.1	168.6	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	397.4			pressione limite			
Q_{lim} [kNm]	1793.2			carico limite			
FS [-]	3.09	FS = $(q_{lim} - q_0) / (q - q_0)$					
FS [-]	2.72	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.24 *eccentricità*
Bx [m] = 5.00 *larghezza sezione reagente in fondazione*
 s_M [kPa] = 131.8 *tensione di contatto medie*
 σ_A [kPa] = 170.4 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_M [kPa] = 159.8 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = 145.8 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = 93.2 *tensione di contatto spigolo monte*

$x_{m=0}$ [m] = **-3.54** *punto tensione di contatto nulle*
 x_A [m] = **2.50** *filo fondazione valle*
 x_M [m] = **1.80** *filo paramento valle*
 x_B [m] = **0.91** *filo paramento monte*
 x_S [m] = **-2.50** *filo fondazione monte*

do/dx [-] = 15.43

MSS04_H550.xlsx - Statica SLU GEO (A2+M2) + EQU
Pag. 10/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

N_{s1} [kN / m] = 72.8	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.71
T_{s1} [kN / m] = 78.4	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
M_{s1} [kN m / m] = 124.1	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	
N_{s2} [kN / m] = 122.1	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.84
T_{s2} [kN / m] = 123.4	taglio sul muro al p.c. di valle	
M_{s2} [kN m / m] = 261.1	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	
N_s [kN / m] = 112.5	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.89
T_s [kN / m] = 142.6	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 326.1	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_M [m] = 3.41	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.90
L'_M [m] = 3.41	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m] = 124.25	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V2} [kN / m] = 124.25	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{V1} [kN / m] = 80.46	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_M [kN / m] = -96.6	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_M [kN m / m] = -352.9	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_V [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.90
L'_V [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m] = 31.75	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V2} [kN / m] = 31.75	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_V [kN / m] = 93.3	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_V [kN m / m] = 33.1	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

H_D [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_D [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_D [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_p [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_p [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_D [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_D [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

MSS04_H550.xlsx - Sismica SLV STR (A1+M1)
Pag. 11/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente						
	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione di progetto
δ'_{hs} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{hs} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-6.4	13.6	13.6	13.6	13.6	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	13.6	13.6	13.6	13.6	13.6	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione						
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno caratteristico				γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno di progetto				
ϕ_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico				γ_{ϕ} [-] = 1.00
ϕ_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto				0.524 [rad]
c'_{fs} [kPa]	5.0	coesione caratteristica				γ_c [-] = 1.00
c'_{fs} [kPa]	5.0	coesione di progetto				
δ'_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno				γ_{δ} [-] = 1.00
δ'_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno				0.524 [rad]
Falda						
γ_{wa} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua caratteristico				γ_{wa} [-] = 1.00
γ_{wa} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua di progetto				
$z_{w,inf}$ [m]	20.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
$z_{w,super}$ [m]	20.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
Caratterizzazione sismica						
Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe						
a_g [g]	0.060	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido				
S_a [-]	1.50	fattore di amplificazione stratigrafica				
S_t [-]	1.20	fattore di amplificazione topografica				
β_{ms} [-]	0.19	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima				
K_h [-]	0.019	coefficiente sismico orizzontale				
K_v [-]	-0.010	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)				statico sismico
θ [grad]	1.12					0.000 0.020 [rad]
H_f x	0.500	posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hfx0.50)				
Caratteristiche geometriche						
H [m]	5.50	altezza del muro (da estradosso fondazione)				
h_{mt} [m]	0.90	altezza della fondazione a filo monte				
h_v [m]	0.90	altezza della fondazione a filo valle				
B [m]	5.00	larghezza della fondazione				
bo [m]	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)				
bv [m]	0.70	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle				
bm [m]	3.41	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante				
s [m]	0.34	spessore del muro in elevazione				
p_v [-]	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle				
p_m [-]	0.10	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte				
c [m]	0.40	pianerottolo sopra il muro				
β [grad]	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno				0.000 [rad]
r [m]	0.00	riazo del muro sopra terreno di monte				
R [m]	0.50	ricoprimento della fondazione a valle				
D [m]	1.40	approfondimento della fondazione a valle				
HF [m]	6.40	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
ψ [grad]	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)				
$\gamma_{fs,v}$ [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				γ_{fs} [-] = 1.00
$\gamma_{fs,v}$ [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				
i [grad]	0.0	contropendenza del piano di fondazione				0.000 [rad]
Sovraccarico						
q_{ps} [kN/m ²]	18.5	sovraccarico permanente caratteristico				γ_q [-] = 1.00
q_{ps} [kN/m ²]	0.0	sovraccarico accidentale caratteristico				γ_q [-] = 0.00
q_s [kN/m ²]	18.5	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)				
Carichi concentrati						
X_c [m]	0.00	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)				
Z_c [m]	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)				
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				γ_{V_0} [-] = 1.00
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				γ_{H_0} [-] = 1.00
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				γ_{M_0} [-] = 1.00
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				
X_m [m]	2.60	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica				
Z_m [m]	-7.40	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica				
massa [kg/m]	0.00	massa sismica concentrata				

MSS04_H550.xlsx - Sismica SLV STR (A1+M1)
Pag. 12/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.019	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	-0.010	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	1.1			

	statico	sismico
	1.571	1.571 [rad]
	0.000	0.000 [rad]
	0.000	0.020 [rad]

	Unità 1		---		---		---		---		angolo di resistenza al taglio del terreno angolo di resistenza al taglio muro-terreno
	statico	sismico									
φ' [grad]	36.0	36.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	
δ' [grad]	24.0	24.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	
ka, ka_s [-]	0.235	0.246	0.225	0.237	0.225	0.237	0.330	0.344	0.330	0.344	coefficiente di spinta attiva

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	3.000	2.901	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancellotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	6.40	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a_k [kN/m]	117	spinta statica efficace		γ _{0(EU)} [-] = 1.10
S'a_s_k [kN/m]	122	spinta sismica efficace		
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		γ _{0(EU)} [-] = 1.10
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.40	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	2.873	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	75.81	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	75.81	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		

0%	percentuale della resistenza passiva da considerare per il calcolo		
0%	percentuale della resistenza passiva da considerare per la verifica a ribaltamento		γ _{0(EU)} [-] = 0.90

	F _x [kN]	F _y [kN]	x [m]	z [m]	M _{x,stat} [kNm]	M _{x,sism} [kNm]		
S	106.53	47.57	-2.50	-	214.05	260.08	spinta statica	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
ΔS	4.92	2.19	-2.50	-3.20	10.96	16.76	Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
Rp	0.00	0.00	2.50	-0.47	-	-	resistenza passiva applicata a D/3	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	forze concentrate (verticale e orizzontale)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	momento concentrato	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
m _h	0.00	0.00	2.60	-7.40	-	-	massa sismica concentrata	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
W1	0.00	112.50	0.00	-0.45	253.13	-	peso della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W'1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W''1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W2	0.00	46.75	1.63	-3.65	36.61	-	peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W'2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W''2	0.00	37.81	1.28	-2.73	41.63	-	peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})
W3	0.00	346.97	-0.80	-3.65	1028.93	-	peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
W'3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
W''3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
W'''3	0.00	27.98	1.09	-4.57	35.42	-	peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
W4	0.00	6.48	2.15	-1.15	2.04	-	peso del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW1	2.19	-1.09	0.00	-0.45	-	4.09	inerzia della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW'1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW''1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW2	0.91	-0.45	1.63	-3.65	-	4.08	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW'2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW''2	0.74	-0.37	1.28	-2.73	-	2.70	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW3	6.75	-3.37	-0.80	-3.65	-	39.31	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW'3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW''3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW'''3	0.54	-0.27	1.09	-4.57	-	3.15	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
dW4	0.13	-0.06	2.15	-1.15	-	0.18	inerzia del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT}) X γ _B (amplificazione M _{0(EU)})
ΣF	123.0	622.6			ΣM = 1622.8	349.3		

Risultanti sul piano di fondazione

Dy [m]	1.00	passo longitudinale di calcolo
V [kN]	ΣF _y = 622.6	risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN]	ΣF _x = 123.0	risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m]	2.38	distanza risultante dallo spigolo di valle
ex [m]	0.12	<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M/V)
Bex [m]	4.76	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]

MSS04_H550.xlsx - Sismica SLV STR (A1+M1)
Pag. 13/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = 1622.8 *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = 349.3 *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = 4.65 *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = 123.0 *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = 622.6 *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = 123.0 *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = 359.5 *resistenza di progetto*
Rd / Td = 2.92 *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.5}$ [m] = 4.33 *profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ ϕ /2)]*
 $z_{0.6}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano fondazione)*
 γ'_{LIM} [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 30.0 *angolo di resistenza al taglio di progetto* 0.524 [rad]
 c'_s [kPa] = 5.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 5.00 *larghezza della fondazione*
L [m] = 100.0 *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.40 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* 0.000 [rad]

Caratteristiche carico in fondazione

V [kN/m] = 622.6 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kN/m] = 123.0 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.12 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 4.76 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = 130.7 *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_0				
$\gamma'_{Lk} B / 2$ [kNm/m]	44.06	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	5.00	/	coesione			
q'_s [kPa]	/	/	25.90	pressione efficace di confinamento			
N	22.40	30.14	18.40	fattori di portanza			
S	1.01	1.03	1.01	fattori forma	K_{ϕ}	$I-\phi$ = 3.000	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.09	1.08	fattori di approfondimento			
I	0.55	0.65	0.67	fattori di inclinazione del carico			
β	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	546.5	110.0	351.3	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	1007.8			pressione limite			
Q_{lim} [kN/m]	4800.3			carico limite			
FS [-]	9.37	FS = $(q_{lim} - q_0) / (q - q_0)$					
FS [-]	7.71	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.12 *eccentricità*
Bx [m] = 5.00 *larghezza sezione reagente in fondazione*
 s_M [kPa] = 124.5 *tensione di contatto media*
 σ_A [kPa] = 142.2 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_R [kPa] = 137.3 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = 131.0 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = 106.8 *tensione di contatto spigolo monte*
 $x_{m=0}$ [m] = -17.60 *punto tensione di contatto nulla*
 x_A [m] = 2.50 *filo fondazione valle*
 x_R [m] = 1.80 *filo paramento valle*
 x_B [m] = 0.91 *filo paramento monte*
 x_S [m] = -2.50 *filo fondazione monte*

do/dx [-]
7.08

MSS04_H550.xlsx - Sismica SLV STR (A1+M1)
Pag. 14/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

N_{s1} [kN / m] = 72.1	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.71
T_{s1} [kN / m] = 49.0	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
M_{s1} [kN m / m] = 74.4	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	
N_{s2} [kN / m] = 121.3	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.84
T_{s2} [kN / m] = 78.4	taglio sul muro al p.c. di valle	
M_{s2} [kN m / m] = 159.2	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	
N_s [kN / m] = 111.4	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.89
T_s [kN / m] = 94.4	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 207.3	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_M [m] = 3.41	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.90
L'_M [m] = 3.41	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m ²] = 123.04	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V2} [kN / m ²] = 123.04	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{V1} [kN / m] = 49.76	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_M [kN / m] = -63.9	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_M [kN m / m] = -217.2	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_V [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.90
L'_V [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{V4} [kN / m ²] = 31.44	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V5} [kN / m ²] = 31.44	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_V [kN / m] = 75.8	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_V [kN m / m] = 26.7	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

H_D [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_D [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_D [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_p [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_p [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_D [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_D [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

MSS04_H550.xlsx - Statica SLU STR (A1+M1)
Pag. 15/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente						
	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{hd} [kN/m ³]	24.1	24.1	26.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{hd} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{hd} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione di progetto
δ'_{hs} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{hd} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-6.4	13.6	13.6	13.6	13.6	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	13.6	13.6	13.6	13.6	13.6	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione						
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno caratteristico				γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{fd} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno di progetto				
ϕ_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico				γ_{ϕ} [-] = 1.00
ϕ_{fd} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto				0.524 [rad]
c'_{fs} [kPa]	5.0	coesione caratteristica				γ_c [-] = 1.00
c'_{fd} [kPa]	5.0	coesione di progetto				
δ'_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno				γ_{δ} [-] = 1.00
δ'_{fd} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno				0.524 [rad]
Falda						
γ_{wa} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua caratteristico				γ_{wa} [-] = 1.30
γ_{wd} [kN/m ³]	13.0	peso di volume dell'acqua di progetto				
$z_{w,inf}$ [m]	20.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
$z_{w,sup}$ [m]	20.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
Caratterizzazione sismica						
Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe						
a_g [g]	0.000	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido				
S_b [-]	1.50	fattore di amplificazione stratigrafica				
S_t [-]	1.20	fattore di amplificazione topografica				
β_{ms} [-]	0.18	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima				
K_h [-]	0.000	coefficiente sismico orizzontale				
K_v [-]	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)				statico sismico
θ [grad]	0.00					0.000 0.000 [rad]
H_f x	0.500	posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hf=0.50)				
Caratteristiche geometriche						
H [m]	5.50	altezza del muro (da estradosso fondazione)				
h_{ba} [m]	0.90	altezza della fondazione a filo monte				
h_{va} [m]	0.90	altezza della fondazione a filo valle				
B [m]	5.00	larghezza della fondazione				
b_0 [m]	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)				
b_v [m]	0.70	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle				
b_m [m]	3.41	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante				
s [m]	0.34	spessore del muro in elevazione				
p_v [-]	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle				
p_m [-]	0.10	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte				
c [m]	0.40	pianerottolo sopra il muro				
β [grad]	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno				0.000 [rad]
r [m]	0.00	riazo del muro sopra terreno di monte				
R [m]	0.50	ricoprimento della fondazione a valle				
D [m]	1.40	approfondimento della fondazione a valle				
HF [m]	6.40	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
ψ [grad]	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)				
γ_{fsa} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{fda} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				
i [grad]	0.0	contropendenza del piano di fondazione				0.000 [rad]
Sovraccarico						
q_{ps} [kN/m ²]	18.5	sovraccarico permanente caratteristico				γ_q [-] = 1.30
q_{pd} [kN/m ²]	20.0	sovraccarico accidentale caratteristico				γ_q [-] = 1.50
q_d [kN/m ²]	54.1	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)				
Carichi concentrati						
X_0 [m]	0.00	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)				
Z_0 [m]	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)				
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				γ_{V_0} [-] = 1.00
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				γ_{H_0} [-] = 1.00
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				γ_{M_0} [-] = 1.00
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				
X_{ms} [m]	2.60	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica				
Z_{ms} [m]	-7.40	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica				
massa [kg/m]	0.00	massa sismica concentrata				

MSS04_H550.xlsx - Statica SLU STR (A1+M1)
Pag. 16/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	0.0			
			statico	sismico	
			1.571	1.571	[rad]
			0.000	0.000	[rad]
			0.000	0.000	[rad]

	Unità 1		---		---		---		---		angolo di resistenza al taglio del terreno
	statico	sismico									
φ' [grad]	36.0	36.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
δ' [grad]	24.0	24.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
ka, ka_s [-]	0.235	0.235	0.225	0.225	0.225	0.225	0.330	0.330	0.330	0.330	coefficiente di spinta attiva

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	3.000	3.000	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancellotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	6.40	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a,k [kN/m]	197	spinta statica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
S'a_s,k [kN/m]	197	spinta sismica efficace		
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.40	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	3.000	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	78.64	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	78.64	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		
0%		percentuale della resistenza passiva da considerare per il calcolo		
0%		percentuale della resistenza passiva da considerare per la verifica a ribaltamento		γ _{0(EQU)} [-] = 0.90

	F _x [kN]	F _y [kN]	x [m]	z [m]	M _{STAT} [kNm]	M _{SEI} [kNm]	
S	180.09	80.18	-2.50	-	360.81	508.90	spinta statica
ΔS	0.00	0.00	-2.50	-3.20	-	-	Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf
Rp	0.00	0.00	2.50	-0.47	-	-	resistenza passiva applicata a D/3
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	forze concentrate (verticale e orizzontale)
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	momento concentrato
m _h	0.00	0.00	2.60	-7.40	-	-	massa sismica concentrata
W1	0.00	112.50	0.00	-0.45	253.13	-	peso della fondazione (soletta)
W'1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (cuneo inclinato)
W''1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (dente)
W2	0.00	46.75	1.63	-3.65	36.61	-	peso del paramento in elevazione
W'2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del paramento in elevazione
W''2	0.00	37.81	1.28	-2.73	41.63	-	peso del paramento in elevazione
W3	0.00	451.06	-0.80	-3.65	1337.61	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W'3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W''3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W'''3	0.00	36.38	1.09	-4.57	46.05	-	peso del terreno sulla fondazione di monte
W4	0.00	8.42	2.15	-1.15	2.65	-	peso del terreno sulla fondazione di valle
dW1	0.00	0.00	0.00	-0.45	-	-	inerzia della fondazione (soletta)
dW'1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (cuneo inclinato)
dW''1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (dente)
dW2	0.00	0.00	1.63	-3.65	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW'2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW''2	0.00	0.00	1.28	-2.73	-	-	inerzia del paramento in elevazione
dW3	0.00	0.00	-0.80	-3.65	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW'3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW''3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW'''3	0.00	0.00	1.09	-4.57	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte
dW4	0.00	0.00	2.15	-1.15	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di valle
ΣF	180.1	773.1			ΣM = 2078.5	508.9	

Risultanti sul piano di fondazione

V [kN] = ΣF _y	= 773.1	risultante delle forze verticali in fondazione	
H [kN] = ΣF _x	= 180.1	risultante delle forze orizzontali in fondazione	
u [m]	= 2.39	distanza risultante dallo spigolo di valle	
ex [m]	= 0.11	<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M/V)	
Bex [m]	= 4.78	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]	

MSS04_H550.xlsx - Statica SLU STR (A1+M1)
Pag. 17/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = **2078.5** *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = **509.9** *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = **4.08** *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = **180.1** *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = **773.1** *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = **180.1** *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = **446.3** *resistenza di progetto*
Rd / Td = **2.48** *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.5}$ [m] = 4.33 *profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ ϕ /2)]*
 $z_{0.6}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano fondazione)*
 γ'_{LIM} [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 30.0 *angolo di resistenza al taglio di progetto* **0.524 [rad]**
 c'_s [kPa] = 5.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 5.00 *larghezza della fondazione*
L [m] = **100.0** *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.40 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* **0.000 [rad]**

Caratteristiche carico in fondazione

V [kN/m] = 773.1 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kN/m] = 180.1 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.11 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 4.78 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = **161.8** *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_0		Briaud-Ianson, 1970		
$\gamma'_{Lk} B / 2$ [kNm ²]	44.19	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	5.00	/	coesione			
q' [kPa]	/	/	25.90	pressione efficace di confinamento			
N	22.40	30.14	18.40	fattori di portanza			
S	1.01	1.03	1.01	fattori forma	K_{ϕ}	$I-\phi$ = 3.000	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.09	1.08	fattori di approfondimento			
I	0.46	0.59	0.61	fattori di inclinazione del carico			
β	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	480.0	99.9	321.7	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	901.8			pressione limite			
Q_{lim} [kNm]	4307.6			carico limite			
FS [-]	6.44	FS = (q_{lim} - q_s) / (q - q_s)					
FS [-]	5.57	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.11 *eccentricità*
Bx [m] = 5.00 *larghezza sezione reagente in fondazione*
sx [kPa] = **154.6** *tensione di contatto medie*
sxv [kPa] = **175.2** *tensione di contatto spigolo valle*
sxm [kPa] = **169.5** *tensione di contatto filo muro valle*
sxp [kPa] = **162.1** *tensione di contatto filo muro monte*
sxg [kPa] = **134.0** *tensione di contatto spigolo monte*
x_{v=0} [m] = **-18.74** *punto tensione di contatto nulle*
x_v [m] = **2.50** *filo fondazione valle*
x_p [m] = **1.80** *filo paramento valle*
x_p [m] = **0.91** *filo paramento monte*
x_g [m] = **-2.50** *filo fondazione monte*

dx/dx [-]
8.25

MSS04_H550.xlsx - Statica SLU STR (A1+M1)
Pag. 18/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

N_{s1} [kN / m] = 80.3	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.71
T_{s1} [kN / m] = 77.1	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
M_{s1} [kN m / m] = 118.9	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	
N_{s2} [kN / m] = 129.5	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.84
T_{s2} [kN / m] = 122.3	taglio sul muro al p.c. di valle	
M_{s2} [kN m / m] = 254.3	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	
N_s [kN / m] = 120.9	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.89
T_s [kN / m] = 141.6	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 318.6	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_{s1} [m] = 3.41	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.90
L'_{s1} [m] = 3.41	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{vs} [kN / m] = 154.78	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{v2} [kN / m] = 154.78	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{vs} [kN / m] = 80.18	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_{s1} [kN / m] = -103.1	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_{s1} [kN m / m] = -339.7	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_{s2} [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.90
L'_{s2} [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{v3} [kN / m] = 34.53	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{v4} [kN / m] = 34.53	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_{s2} [kN / m] = 96.5	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_{s2} [kN m / m] = 34.0	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

H_0 [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_d [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_d [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_r [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_r [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_0 [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_0 [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

MSS04_H550.xlsx - Statica SLE
Pag. 19/22

Caratteristiche geotecniche del terreno spingente						
	Riempimento	Unità 1	---	---	---	
Hs [m]	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	spessore dell'unità
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno caratteristico
γ_{hs} [kN/m ³]	18.5	18.5	20.0	0.0	0.0	peso di volume del terreno di progetto
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico
ϕ_{hs} [grad]	36.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio di progetto
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione caratteristica
c'_{hs} [kPa]	0.0	30.0	30.0	5.0	5.0	coesione di progetto
δ'_{hs} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico muro-terreno
δ'_{hs} [grad]	24.0	38.0	38.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
z_{top} [m]	-6.4	13.6	13.6	13.6	13.6	quota di testa dell'unità
z_{bot} [m]	13.6	13.6	13.6	13.6	13.6	quota di base dell'unità
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione						
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno caratteristico				γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{fs} [kN/m ³]	18.5	peso di volume del terreno di progetto				
ϕ_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico				γ_{ϕ} [-] = 1.00
ϕ_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto				0.524 [rad]
c'_{fs} [kPa]	5.0	coesione caratteristica				γ_c [-] = 1.00
c'_{fs} [kPa]	5.0	coesione di progetto				
δ'_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio caratteristico fondazione-terreno				γ_{δ} [-] = 1.00
δ'_{fs} [grad]	30.0	angolo di resistenza al taglio di progetto fondazione-terreno				0.524 [rad]
Falda						
γ_{wa} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua caratteristico				γ_{wa} [-] = 1.00
γ_{wa} [kN/m ³]	10.0	peso di volume dell'acqua di progetto				
$z_{w,inf}$ [m]	20.00	quota della falda in fondazione (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
$z_{w,monte}$ [m]	20.00	quota della falda a monte (+ se sotto il piano fondazione, - se sopra il piano fondazione)				
Caratterizzazione sismica						
Determinazione delle spinte sismiche con Mononobe-Okabe						
a_g [g]	0.000	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido				
S_s [-]	1.50	fattore di amplificazione stratigrafica				
S_T [-]	1.20	fattore di amplificazione topografica				
β_{ms} [-]	0.18	coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima				
K_h [-]	0.000	coefficiente sismico orizzontale				
K_v [-]	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)				statico sismico
θ [grad]	0.00					0.000 0.000 [rad]
H_f x	0.500	posizione risultante incremento spinta sismica misurata dalla base (es. Hf0.50)				
Caratteristiche geometriche						
H [m]	5.50	altezza del muro (da estradosso fondazione)				
h_{fil} [m]	0.90	altezza della fondazione a filo monte				
h_{fil} [m]	0.90	altezza della fondazione a filo valle				
B [m]	5.00	larghezza della fondazione				
bo [m]	0.00	larghezza del dente di fondazione (se 0.0 fondazione piana o inclinata)				
bv [m]	0.70	larghezza fondazione su cui grava il terreno di valle				
bm [m]	3.41	larghezza della ciabatta su cui grava il terreno retrostante				
s [m]	0.34	spessore del muro in elevazione				
ρ_v [-]	0.00	pendenza rispetto alla verticale del paramento di valle				
ρ_m [-]	0.10	pendenza rispetto alla verticale del paramento di monte				
c [m]	0.40	pianerottolo sopra il muro				
β [grad]	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno				0.000 [rad]
r [m]	0.00	riazo del muro sopra terreno di monte				
R [m]	0.50	ricoprimento della fondazione a valle				
D [m]	1.40	approfondimento della fondazione a valle				
Hf [m]	6.40	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)				
ψ [grad]	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di spinta a monte (=90° per i muri a mensola)				
γ_{fs} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				γ_{fs} [-] = 1.00
γ_{fs} [kN/m ³]	25.0	peso di volume del muro				
i [grad]	0.0	contropendenza del piano di fondazione				0.000 [rad]
Sovraccarico						
q_{ps} [kN/m ²]	18.5	sovraccarico permanente caratteristico				γ_q [-] = 1.00
q_{ps} [kN/m ²]	20.0	sovraccarico accidentale caratteristico				γ_q [-] = 0.00
q_s [kN/m ²]	18.5	valore di progetto (cautelativamente non si considera il contributo gravante sopra la fondazione)				
Carichi concentrati						
X_c [m]	0.00	coordinata X del centro di applicazione della forza concentrata (positiva verso valle)				
Z_c [m]	0.00	ascissa Z del centro di applicazione della forza concentrata (negativa sopra il piano di fondazione)				
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				γ_{V_0} [-] = 1.00
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				γ_{H_0} [-] = 1.00
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				γ_{M_0} [-] = 1.00
V_0 [kN/m]	0.00	componente verticale della forza (positiva se verso il basso)				
H_0 [kN/m]	0.00	componente orizzontale della forza (positiva se verso valle)				
M_0 [kN m/m]	0.00	momento concentrato (positivo se ribaltante verso valle)				
X_m [m]	2.60	coordinata X del centro di applicazione della massa sismica				
Z_m [m]	-7.40	ascissa Z del centro di applicazione della massa sismica				
massa [kg/m]	0.00	massa sismica concentrata				

MSS04_H550.xlsx - Statica SLE
Pag. 20/22

Determinazione dei coefficienti di spinta

	statico	sismico		statico	sismico
Kh [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico orizzontale		
Kv [-]	0.000	0.000	coefficiente sismico verticale (+ verso il basso, - verso l'alto)		
γ [grad]	90.0	90.0	inclinazione rispetto all'orizzontale della parete di monte		
β [grad]	0.0	0.0	inclinazione rispetto all'orizzontale superficie del terrapieno		
θ [grad]	0.0	0.0			

	statico	sismico
	1.571	1.571 [rad]
	0.000	0.000 [rad]
	0.000	0.000 [rad]

	Unità 1		---		---		---		---		angolo di resistenza al taglio del terreno
	statico	sismico									
φ' [grad]	36.0	36.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	angolo di resistenza al taglio muro-terreno
δ' [grad]	24.0	24.0	38.0	38.0	38.0	38.0	27.0	27.0	27.0	27.0	coefficiente di spinta attiva
ka, ka_s [-]	0.235	0.235	0.225	0.225	0.225	0.225	0.330	0.330	0.330	0.330	

Determinazione dei coefficienti di resistenza passiva

kp [-]	3.000	3.000	coefficiente di resistenza passiva (in condizioni sismiche con attrito terra-muro nullo)	
kp [-]			coefficiente di resistenza passiva di progetto (calcolato con la formulazione di [Lancellotta, '07])	

Calcolo delle spinte e dei vari contributi

Hf [m]	6.40	altezza totale per determinazione delle spinte (valutata a filo fondazione lato monte)		
Hw [m]	0.00	altezza d'acqua spingente		
S'a,k [kN/m]	117	spinta statica efficace		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
S'a_s,k [kN/m]	117	spinta sismica efficace		
Sw [kN/m]	0.00	spinta idrostatica		γ _{0(EQU)} [-] = 1.10
γ ₁ [kN/m³]	18.5	peso di volume del terreno reagente		
D [m]	1.40	approfondimento della fondazione a valle		
kp (1+kv) [-]	3.000	coefficiente di resistenza passiva		
Rp,k [kN/m]	78.64	resistenza passiva disponibile a valle (valore caratteristico)		γ ₀ [-] = 1.00
Rp,d [kN/m]	78.64	resistenza passiva disponibile a valle (valore di progetto)		

0%	percentuale della resistenza passiva da considerare per il calcolo								
0%	percentuale della resistenza passiva da considerare per la verifica a ribaltamento								
F _x [kN]	F _y [kN]	X [m]	Z [m]						
			M _{STAT} [kNm]						
			M _{SEI} [kNm]						
S	106.33	47.57	-2.50	-	214.05	260.08	spinta statica	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})

ΔS	0.00	0.00	-2.50	-3.20	-	-	Δ spinta sismica applicata a 0.50·Hf	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
Rp	0.00	0.00	2.50	-0.47	-	-	resistenza passiva applicata a D/3	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
V _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	forze concentrate (verticale e orizzontale)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
M _h	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	momento concentrato	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
m _h	0.00	0.00	2.60	-7.40	-	-	massa sismica concentrata	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
W1	0.00	112.50	0.00	-0.45	253.13	-	peso della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
W'1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
W''1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
W2	0.00	46.75	1.63	-3.65	36.61	-	peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
W'2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
W''2	0.00	37.81	1.28	-2.73	41.63	-	peso del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
W3	0.00	346.97	-0.80	-3.65	1028.93	-	peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
W'3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
W''3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
W'''3	0.00	27.98	1.09	-4.57	35.42	-	peso del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
W4	0.00	6.48	2.15	-1.15	2.04	-	peso del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
dW1	0.00	0.00	0.00	-0.45	-	-	inerzia della fondazione (soletta)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
dW'1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (cuneo inclinato)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
dW''1	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia della fondazione (dente)	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
dW2	0.00	0.00	1.63	-3.65	-	-	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
dW'2	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
dW''2	0.00	0.00	1.28	-2.73	-	-	inerzia del paramento in elevazione	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
dW3	0.00	0.00	-0.80	-3.65	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
dW'3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
dW''3	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
dW'''3	0.00	0.00	1.09	-4.57	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di monte	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
dW4	0.00	0.00	2.15	-1.15	-	-	inerzia del terreno sulla fondazione di valle	X γ ₀ (riduzione M _{STAT})	X γ ₀ (amplificazione M _{SEI})
ΣF	106.8	626.1			ΣM = 1611.8	280.1			

Risultanti sul piano di fondazione

V [kN]	= ΣF _y	=	626.1	risultante delle forze verticali in fondazione
H [kN]	= ΣF _x	=	106.8	risultante delle forze orizzontali in fondazione
u [m]	=	2.45	distanza risultante dallo spigolo di valle	
ex [m]	=	0.05	<B/6 eccentricità del carico in fondazione (= M/V)	
Bex [m]	=	4.91	larghezza equivalente ridotta per eccentricità del carico [Meyerhof, 1953]	

MSS04_H550.xlsx - Statica SLE
Pag. 21/22

Verifica al ribaltamento

ΣM_{STAB} [kNm/m] = 1611.8 *sommatoria dei momenti stabilizzanti*
 ΣM_{RIB} [kNm/m] = 280.1 *sommatoria dei momenti ribaltanti*
 $\Sigma M_{STAB} / \Sigma M_{RIB}$ = 5.75 *misura della sicurezza al ribaltamento*

Verifica allo slittamento

Hd [kN] = 106.8 *azione orizzontale destabilizzante (senza considerare il contributo della resistenza passiva)*
Nd [kN] = 526.1 *azione ortogonale al piano di fondazione*
Td [kN] = 106.8 *azione tangenziale al piano di fondazione*
Rd [kN] = 361.5 *resistenza di progetto*
Rd / Td = 3.38 *misura della sicurezza allo slittamento*

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

γ_1 [kNm³] = 18.5 *peso di volume del terreno*
 $z_{0.5}$ [m] = 4.33 *profondità del meccanismo di rottura [= 0.5 B tan (45+ ϕ /2)]*
 $z_{0.6}$ [m] = 20.00 *profondità della falda (positiva se sotto il piano fondazione)*
 γ'_{LIM} [kNm³] = 18.5 *peso di volume equivalente (alleggerito se in presenza di falda, Bowles cap.4-7)*
 ϕ'_s [gradi] = 30.0 *angolo di resistenza al taglio di progetto* 0.524 [rad]
 c'_s [kPa] = 5.0 *coesione di progetto*

Caratteristiche geometriche

B [m] = 5.00 *larghezza della fondazione*
L [m] = 100.0 *lunghezza della fondazione*
D' [m] = 1.40 *approfondimento piano di fondazione a valle (valore di calcolo per la capacità portante)*
I [gradi] = 0.0 *contropendenza del piano di fondazione* 0.000 [rad]

Caratteristiche carico in fondazione

V [kN/m] = 526.1 *risultante delle forze verticali in fondazione*
H [kN/m] = 106.8 *risultante delle forze orizzontali in fondazione*
ex [m] = 0.05 *eccentricità del carico in fondazione (= M / V)*
B' [m] = 4.91 *larghezza efficace della fondazione*
py [kPa] = 127.6 *pressione di Meyerhof*

	γ	c	q_0		Briaud-Ianson, 1970		
$\gamma'_{Lk} B / 2$ [kNm ²]	45.40	/	/	peso efficace	K_{AE}	K_{PE}	ρ_{AE} [deg]
c'_s [kPa]	/	5.00	/	coesione			
q' [kPa]	/	/	25.90	pressione efficace di confinamento			
N	22.40	30.14	18.40	fattori di portanza			
S	1.01	1.03	1.01	fattori forma	K_{ϕ}	$I = 3.000$	coeff. di resistenza passiva
D	1.00	1.09	1.08	fattori di approfondimento			
I	0.50	0.70	0.71	fattori di inclinazione del carico			
B	1.00	1.00	1.00	fattori di inclinazione del piano di fondazione			
$q_{lim,1}$ [kPa]	617.1	117.2	372.5	prodotto dei contributi			
q_{lim} [kPa]	1108.9			pressione limite			
Q_{lim} [kNm]	5432.3			carico limite			
FS [-]	10.63	FS = $(q_{lim} - q_0) / (q - q_0)$					
FS [-]	8.68	FS = Q_{lim} / V					

Tensioni di contatto in fondazione

ex [m] = 0.05 *eccentricità*
Bx [m] = 5.00 *larghezza sezione reagente in fondazione*
 s_M [kPa] = 125.2 *tensione di contatto medie*
 σ_A [kPa] = 132.1 *tensione di contatto spigolo valle*
 σ_R [kPa] = 130.2 *tensione di contatto filo muro valle*
 σ_B [kPa] = 127.7 *tensione di contatto filo muro monte*
 σ_S [kPa] = 118.3 *tensione di contatto spigolo monte*
 x_{-10} [m] = -45.20 *punto tensione di contatto nulle*
 x_A [m] = 2.50 *filo fondazione valle*
 x_R [m] = 1.80 *filo paramento valle*
 x_B [m] = 0.91 *filo paramento monte*
 x_S [m] = -2.50 *filo fondazione monte*

do/dx [-]
2.77

MSS04_H550.xlsx - Statica SLE
Pag. 22/22

Sollecitazioni sul paramento in elevazione

$N_{s,F}$ [kN / m] = 72.8	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.71
$T_{s,F}$ [kN / m] = 41.2	taglio sul muro allo spiccato fondazione + H/3	
$M_{s,F}$ [kN m / m] = 60.0	momento sul muro allo spiccato fondazione + H/3 (positivo se tende le fibre di monte)	
$N_{s,R}$ [kN / m] = 122.1	forza assiale sul muro al p.c. di valle (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.84
$T_{s,R}$ [kN / m] = 69.3	taglio sul muro al p.c. di valle	
$M_{s,R}$ [kN m / m] = 136.3	momento sul muro al p.c. di valle (positivo se tende le fibre di monte)	
N_s [kN / m] = 112.5	forza assiale sul muro allo spiccato fondazione (positivo se di compressione)	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.89
T_s [kN / m] = 81.7	taglio sul muro allo spiccato fondazione	
M_s [kN m / m] = 172.6	momento sul muro allo spiccato fondazione (positivo se tende le fibre di monte)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di monte

L_M [m] = 3.41	luce di calcolo della trave incastrata soletta di monte	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.90
L'_M [m] = 3.41	luce di calcolo soletta di monte effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m] = 124.25	pressione verticale a filo monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V2} [kN / m] = 124.25	pressione verticale a filo paramento monte dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
F_{V1} [kN / m] = 47.57	forza verticale concentrata a filo monte fondazione (agente verso il basso)	
T_M [kN / m] = -51.8	taglio sulla sezione di attacco della soletta di monte	
M_M [kN m / m] = -178.6	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sulla sezione di attacco della mensola di valle

L_V [m] = 0.70	luce di calcolo della trave incastrata soletta di valle	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.90
L'_V [m] = 0.70	luce di calcolo soletta di valle, effettiva per le sottopressioni	
p_{V1} [kN / m] = 31.75	pressione verticale a filo valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
p_{V2} [kN / m] = 31.75	pressione verticale a filo paramento valle dovuta al p.p. + peso terreno portato (agente verso il basso)	
T_V [kN / m] = 69.6	taglio sulla sezione di attacco della soletta di valle	
M_V [kN m / m] = 24.4	momento sulla sezione di attacco della soletta di monte (positivo se tende le fibre inferiori)	

Sollecitazioni sul dente di fondazione (NESSUN DENTE)

H_D [m] = 0.00	altezza del dente di fondazione	Dimensioni sezione B [m]= 1.00 H [m]= 0.00
T_d [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla spinta attiva	
M_d [kN m / m] = 0.00	momento dovuto alla spinta attiva	
T_p [kN / m] = 0.00	taglio dovuto alla resistenza passiva	
M_p [kN m / m] = #DIV/0!	momento dovuto alla resistenza passiva	
T_b [kN / m] = 0.0	taglio sulla sezione di attacco del dente di fondazione	
M_b [kN m / m] = #DIV/0!	momento sulla sezione di attacco del dente di fondazione (positivo se tende le fibre di valle)	

11.ALLEGATO 2: TERMINOLOGIA UTILIZZATA NELLA VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Coppia concentrata [kN m] applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [kNm]

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
ScImin	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [Mpa]
K3	Coeff. di normativa = $0,25 (ScImin + ScEff) / (2 ScImin)$
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = $1,7 * Eps * Srm$
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]