

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO

dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**

INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero



ALLARGAMENTO DELLA CARREGGIATA SUD AUTOSTRADALE
IN CORRISPONDENZA DELLA SALITA DI AFFI TRA
LA PROG. KM 201+285 E LA PROG. KM 203+930 E
RIFACIMENTO DEI SOVRAPPASSI AUTOSTRADALI
N°68 "RIVOLI-ZUANE" E N°69 "S.C. RIVOLI-CAPRINO"

1.3.9

RELAZIONI

Relazioni di calcolo

Muri di sostegno senza barriere antirumore

0	MAG-2022	EMISSIONE	A. BELTEMPO	F. OSS PAPOT	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA:	<div>  <div> DIREZIONE TECNICA GENERALE </div> </div>				
MAGGIO 2008	<div>  </div>				
NUMERO PROGETTO:	IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA:				
29/08					

Relazione di calcolo muri di sostegno senza barriera antirumore

INDICE

1. PREMESSA	1
1.1 Descrizione dell'intervento	1
1.2 Caratteristiche dei materiali e geometria	2
1.3 Considerazioni geotecniche	3
1.4 Metodo di calcolo, normativa e affidabilità del codice di calcolo utilizzato	4
1.5 Impostazioni di analisi geotecnica e strutturale	5
1.6 Impostazioni di modellazione	8
1.7 Analisi dei carichi	9
1.7.1 Carichi permanenti	9
1.7.2 Carichi variabili da traffico	9
1.7.3 Azioni eccezionali: urto	9
1.7.4 Azione sismica	11
1.7.5 Combinazioni di carico	12
1.8 Verifica delle sezioni di sommità del muro	15
1.8.1 Verifiche allo stato limite ultimo	17
1.8.2 Verifiche allo stato limite di esercizio	18
2. MURO DI SOSTEGNO $1,01 < H \leq 2,50\text{m}$	20
2.1 Caratteristiche geometriche	20
2.2 Stratigrafia del terreno	21
2.3 Condizioni di carico	21
2.4 Combinazioni di carico	22
2.5 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati	22
2.6 Opzioni di calcolo	23
2.1 Verifiche geotecniche	24
2.1.1 Verifica a scorrimento	24
2.1.2 Verifica a carico limite	25
2.1.3 Verifica a ribaltamento	26
2.1.4 Verifica di stabilità globale	27
2.2 Verifiche strutturali	29
2.2.1 Sollecitazioni SLU	29
2.2.2 Verifiche a flessione SLU	30
2.2.3 Verifiche a taglio SLU	30
2.2.4 Verifiche delle tensioni SLE	31
3. MURO DI SOSTEGNO $2,51 < H \leq 3,00\text{m}$	32
3.1 Caratteristiche geometriche	32

3.2 Stratigrafia del terreno	33
3.3 Condizioni di carico	34
3.4 Combinazioni di carico.....	35
3.5 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati.....	35
3.6 Opzioni di calcolo.....	35
3.7 Verifiche geotecniche	36
3.7.1 Verifica a scorrimento.....	36
3.7.2 Verifica a carico limite.....	37
3.7.3 Verifica a ribaltamento.....	39
3.7.4 Verifica di stabilità globale	39
3.8 Verifiche strutturali	41
3.8.1 Sollecitazioni SLU	41
3.8.2 Verifiche a flessione SLU.....	42
3.8.3 Verifiche a taglio SLU	42
3.8.4 Verifiche delle tensioni SLE	43

4. MURO DI SOSTEGNO $3,01 < H \leq 3,50m$	44
--	-----------

4.1 Caratteristiche geometriche	44
4.2 Stratigrafia del terreno	45
4.3 Condizioni di carico	46
4.4 Combinazioni di carico.....	47
4.5 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati.....	47
4.6 Opzioni di calcolo.....	48
4.7 Verifiche geotecniche	49
4.7.1 Verifica a scorrimento.....	49
4.7.2 Verifica a carico limite.....	50
4.7.3 Verifica a ribaltamento.....	51
4.7.4 Verifica di stabilità globale	52
4.8 Verifiche strutturali	54
4.8.1 Sollecitazioni SLU	54
4.8.2 Verifiche a flessione SLU.....	55
4.8.3 Verifiche a taglio SLU	55
4.8.4 Verifiche delle tensioni SLE	55

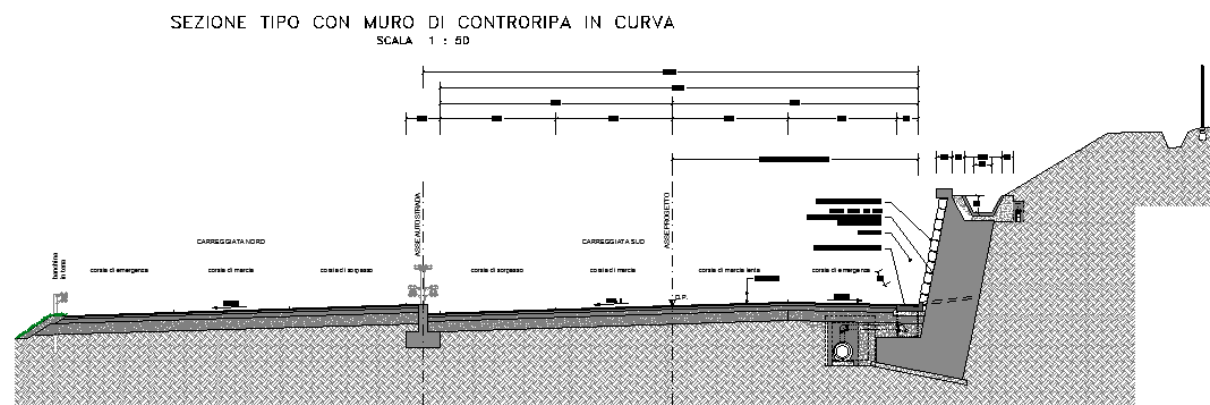
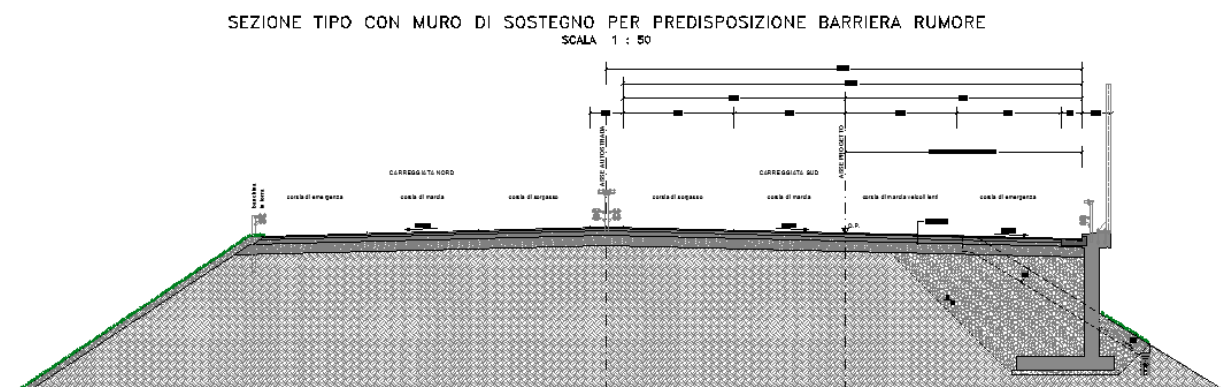
1. PREMESSA

1.1 Descrizione dell'intervento

Gli interventi in progetto sono funzionali all'adeguamento geometrico della piattaforma autostradale nel tratto ricompreso tra le progressive km 201+285 e la prog. km 203+930 in corrispondenza della "Salita di Affi".

Il progetto prevede in particolare l'allargamento di 4.50 m della carreggiata sud, l'ampliamento delle opere d'arte ricomprese nel tratto citato in oggetto (il ponte sul canale S.I.M.A. e il viadotto delle Zuane) e la demolizione dei sovrappassi esistenti n° 68 e 69 seguita, in un secondo tempo, dalla realizzazione delle nuove strutture di scavalco nelle medesime posizioni. Per ottemperare alle previsioni del piano di contenimento e abbattimento del rumore PRCAR2013, è prevista anche la realizzazione di una barriera antirumore nel tratto più a nord della zona oggetto di intervento.

Al fine di evitare eccessivi espori, i lavori di allargamento riguarderanno, per quanto possibile, la sola zona della scarpata autostradale. Ove praticabile si è cercato di progettare l'allargamento in rilevato (scarpata con pendenza 33°), mentre dove, per contro, lo spazio a disposizione non lo ha reso possibile, si è prevista la realizzazione di muri di sostegno (tratti in rilevato) o di controripa (tratti in trincea) in calcestruzzo armato, della stessa tipologia di quelli già presenti lungo l'autostrada.



Si elencano di seguito i tratti autostradali nei pressi della “Salita di Affi” in cui si è prevista la realizzazione di opere di sostegno.

Muri di sostegno con installazione di barriera antirumore:

- tra le sezioni 1 e 34;
- tra la sezione 43 e 48;
- tra le sezioni 63 e 65;
- tra le sezioni 53 e 55;
- sezioni 42 e 52 (fondazione).

Muri di controripa con installazione di barriera antirumore:

- tra le sezioni 35 e 41.

Muri di sostegno senza barriera antirumore:

- tra le sezioni 80 e 95.

Muri di controripa senza barriera antirumore:

- tra le sezioni 66 e 79;
- tra le sezioni 96 e 118;
- tra le sezioni 123 e 173.

Il seguente elaborato tratta le verifiche geotecniche e strutturali relative ai muri di sostegno su cui non è prevista l'installazione di una barriera antirumore (sez. 80-95), demandando ad altre relazioni la verifica dei muri di controripa senza barriera antirumore e dei muri di sostegno e di controripa con barriera antirumore.

Si riportano i calcoli relativamente alle seguenti altezze di muro:

- $1.01\text{m} < H \leq 2.50\text{m}$ (prima di sez.80 e dopo sez.95);
- $2.51\text{m} < H \leq 3.00\text{m}$ (sez.80 e sez.95);
- $3.01\text{m} < H \leq 3.50\text{m}$ (tra sez. 80-95).

1.2 Caratteristiche dei materiali e geometria

Di seguito, sono riportate le caratteristiche di resistenza dei materiali coinvolti nel progetto:

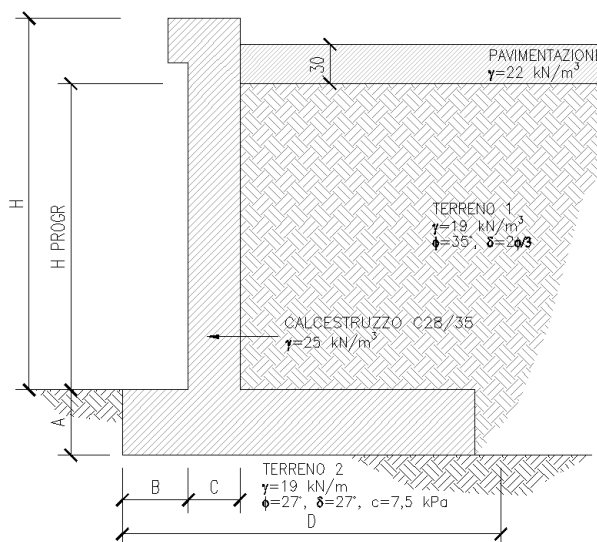
<u>Calcestruzzo:</u>	Classe di resistenza:	C 28/35
	Modulo elastico:	$22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 32588 \text{ N/mm}^2$
	Classe di esposizione (fondazioni muri):	XF3
	Classe di esposizione (elevazione muri):	XF4
	Classe di esposizione (fondazioni standard):	XF4
	Rapporto massimo acqua/cemento:	0,45
	Massimo diametro degli inerti:	28 mm
	Classe di consistenza (slump test):	S3/S4
	Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2$
	Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 2,83 \text{ N/mm}^2$
	Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm} = 1,98 \text{ N/mm}^2$
<u>Armatura ordinaria:</u>	acciaio in barre e in reti ad aderenza migliorata per cemento armato, controllato in stabilimento, saldabile, B 450 C.	
	Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
	Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
<u>Carpenterie:</u>	acciaio tipo S 355 J2	
	Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$ per $t \leq 40 \text{ mm}$
		$f_{tk} \geq 470 \text{ N/mm}^2$ per $t > 40 \text{ mm}$

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$ per $t \leq 40 \text{ mm}$
 $f_{yk} \geq 335 \text{ N/mm}^2$ per $t > 40 \text{ mm}$

Tirafondi: acciaio inox AISI 316L $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per sicurtà: S 355 J0 W P
 Corten A
 $f_{yk} \geq 345 \text{ N/mm}^2$
 $f_{tk} \geq 480 \text{ N/mm}^2$

Segue una schematizzazione della geometria del muro. Si precisa che i calcoli sono stati condotti considerando tratti di muro con sviluppo longitudinale di 30 m, in accordo all'indicazione progettuale di realizzare giunti strutturali ogni 30 m.



1.3 Considerazioni geotecniche

Le opere in oggetto hanno lateralmente rilevato autostradale. Tale rilevato è costituito da materiali appartenenti ai gruppi A₁, A₂, A₃ della classifica C.N.R.-U.N.I. 10006/1963, messi in opera a strati di uniforme spessore, non eccedente cm 50.

I rilevati per tutta la loro altezza presentano i requisiti di densità riferita alla densità massima secca AASHTO modificata non inferiore al 90% negli strati inferiori e al 95% in quello superiore (ultimi 30 cm). Inoltre, per tale ultimo strato, che costituisce il piano di posa della fondazione stradale, si ha un modulo di compressibilità M_E , definito dalle Norme Svizzere (SNV 670317), il cui valore, misurato in condizioni di umidità prossima a quella di costipamento, al primo ciclo di carico e nell'intervallo di carico compreso fra 0,15 e 0,25 N/mm², non è inferiore a 50 N/mm².

Tali caratteristiche portano ad assegnare al materiale di rilevato i seguenti parametri:

Peso di volume	$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 35 \div 37^\circ$
Coesione a lungo termine	$C = 0$
Coesione apparente a breve termine	$C' = 8 \div 10 \text{ kPa}$

Tali valori risultano confermati sia dal comportamento delle varie opere realizzate nel corso degli anni sia dalle caratteristiche del materiale nei primi metri dei sondaggi geognostici realizzati per l'esecuzione di opere particolari.

Quindi, in fase di verifica si è considerato prudenzialmente per il terreno spingente di **rilevato** (terreno 1):

Peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 35^\circ$
Angolo di attrito terreno-muro	$\delta = 2\phi/3$

Per quanto riguarda il **terreno naturale** presente in sito, si è invece fatto riferimento alla relazione geotecnica a firma del dott. Annapaola Gradizzi: "Allargamento della carreggiata sud in corrispondenza della salita di Affi tra la prog. Km 201+285 e la prog. Km 203+930".

Le stratigrafia interessata è risultata:

DEPOSITI GLACIALI PREVALENTEMENTE SABBIOSI (dalla sez. 52 alla sez.107) (terreno 2) costituiti da sabbie medio-grossolane, solitamente di colore nocciola chiaro, limose, con ciottoli e intercalazioni di lenti ghiaiose. In fase di verifica si sono considerate le seguenti caratteristiche, valori medi rispetto ai valori riportati in relazione:

Peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 27^\circ$
Angolo di attrito terreno-fondazione	$\delta = 27^\circ$
Coesione	$c = 7,5 \text{ kPa}$

Si nota, inoltre, che nel corso della campagna geognostica non sono state rilevate venute idriche o presenza di falda.

1.4 Metodo di calcolo, normativa e affidabilità del codice di calcolo utilizzato

Le verifiche geotecniche e strutturali della fondazione e dei muri di sostegno, sono state eseguite nel rispetto della legislazione tecnica D.M. 14/01/2008 - "Norme tecniche per le costruzioni" - citato nel testo come "NTC 2008". Inoltre, come supporto al calcolo è stato adottato il software MAX versione 15.03f prodotto dalla Aztec Informatica srl (Casole Bruzio - CS), la cui copia è concessa in licenza d'uso ad Autostrada del Brennero S.p.a. (AIR0147TR).

Per quanto non espressamente specificato nella normativa italiana D.M. 14 gennaio 2008, si è invece fatto riferimento a:

- C.M. 02 febbraio 2009 n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- CNR 19 febbraio 2009 n. 207/2008: Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
- UNI EN 1992-1-1: "Eurocodice 2. Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici".

Di seguito, si riportano le principali fasi seguite per il calcolo e la verifica dei muri:

- calcolo della spinta del terreno;
- verifica a ribaltamento;
- verifica a scorrimento del muro sul piano di posa;
- verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite) secondo il metodo di Vesic;
- verifica della stabilità globale con il metodo di Bishop;
- calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

1 PREMESSA

1.4 Metodo di calcolo, normativa e affidabilità del codice di calcolo utilizzato

L'analisi strutturale, sotto effetto dell'azione sismica, è stata eseguita con il metodo dell'analisi statica equivalente, secondo le disposizioni del Capitolo 7 del D.M. 14/01/2008.

Inoltre, le combinazioni di carico adottate per l'applicazione del metodo agli stati limite, sia nelle condizioni di azioni statiche che sismiche, sono esaustive in riferimento agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software utilizzato per il calcolo ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego.

La società produttrice Aztec Informatica s.r.l. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo in modo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. Illustra, inoltre, in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare, dopo una corposa introduzione che descrive l'analisi dei carichi e il metodo generale di modellazione.

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli, effettuando un confronto con le verifiche svolte con altri software e con semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni, permettendo di considerare il software idoneo all'utilizzo.

1.5 Impostazioni di analisi geotecnica e strutturale

L'analisi strutturale e geotecnica dei muri è stata eseguita con l'ausilio del programma di calcolo MAX15 e seguendo le prescrizioni normative al § 6.5.3.1.1 del D.M. 14/01/2008. Le verifiche agli stati limite ultimi coinvolte in tale analisi sono:

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

I coefficienti parziali per le azioni e i parametri geotecnici adottati nelle verifiche di cui sopra sono quelli illustrati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II del D.M. 14/01/2008 e riportati nel seguito:

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI DEL TERRENO			
PARAMETRO	γ	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

COEFFICIENTI PARZIALI RELATIVI ALLE AZIONI (S.L.U)				
AZIONE	γ	EQU	A1	A2

Permanente favorevole	γ_G	0.9	1.0	1.0
Permanente sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanente non strutt. favorevole	$\gamma_{G, ns}$	0.0	0.0	0.0
Permanente non strutt. sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabile favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
Variabile sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Per quanto riguarda i coefficienti γ_R , si è invece fatto riferimento ai valori riportati nella Tabella 6.5.I del D.M. 14/01/2008:

COEFFICIENTI PARZIALI PER LE VERIFICHE AGLI SLU				
VERIFICA		R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	γ_R	1.0	1.0	1.40
Scorrimento	γ_R	1.0	1.0	1.10
Resistenza del terreno a valle	γ_R	1.0	1.0	1.40

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-fondazione è stata effettuata secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2), impostando $\gamma_R=1.10$. Per la verifica a ribaltamento sono stati adottati i coefficienti parziali EQU+M2+R1. Per le rimanenti verifiche, si è invece adottato l'Approccio 2 (A1+M1+R3), tenendo presente che per le verifiche strutturali il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Inoltre, nelle verifiche sui singoli muri, si sono considerati i seguenti casi di combinazione delle azioni:

- soli carichi permanenti in presenza di sisma;
- carichi permanenti con urto, se presente;
- carichi permanenti e carico mobile.

Per quanto riguarda l'analisi sismica, sono state eseguite sia le verifiche geotecniche (ribaltamento, scorrimento, portanza e stabilità globale) sia le verifiche degli elementi strutturali (base del muro e fondazione), ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati in tabella.

VERIFICA SLV	γ_R
Capacità portante della fondazione	1.20
Scorrimento	1.00
Ribaltamento	1.00
Resistenza del terreno a valle	1.20

Nel *paragrafo 1.7.5* sono riportate tutte le combinazioni di carico analizzate e i relativi coefficienti di combinazione.

Si precisa che per il **calcolo della spinta** si è adottato il metodo di Mononobe-Okabe che assume le stesse ipotesi della teoria di Coulomb, un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea, con l'aggiunta dell'aliquota di spinta orizzontale dovuta al sisma.

Per la verifica di **stabilità globale** si è adottato invece il metodo di Bishop, che prevede un coefficiente di sicurezza espresso dalla seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da:

$$m = \left(1 + \frac{\tan \phi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi, tale espressione è stata risolta per successive approssimazioni e iterazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincida con il valore assunto.

Infine, la verifica a **carico limite** è stata condotta utilizzando la teoria di Vesic.

Per quanto riguarda l'**analisi strutturale delle sezioni**, si applicano le seguenti impostazioni:

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali:

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.60
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali: Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature: Poco sensibile

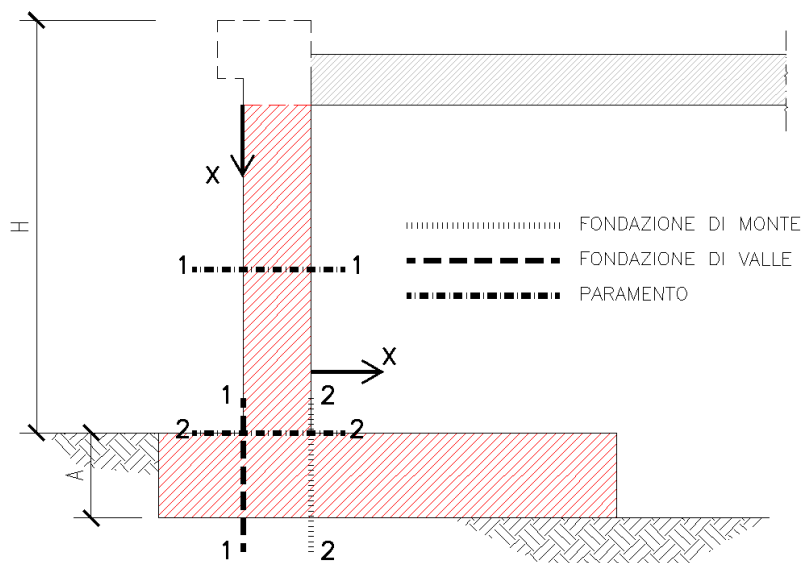
Valori limite delle aperture delle fessure: $w_1 = 0.20$
 $w_2 = 0.30$
 $w_3 = 0.40$

Il metodo di calcolo adottato per la verifica a fessurazione è quello proposto nell'UNI EN 1992-1-1. Per non appesantire troppo l'elaborato, non sono riportati i risultati della verifica a fessurazione, comunque, soddisfatta per tutte le combinazioni di carico agli SLE.

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico: Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$
Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

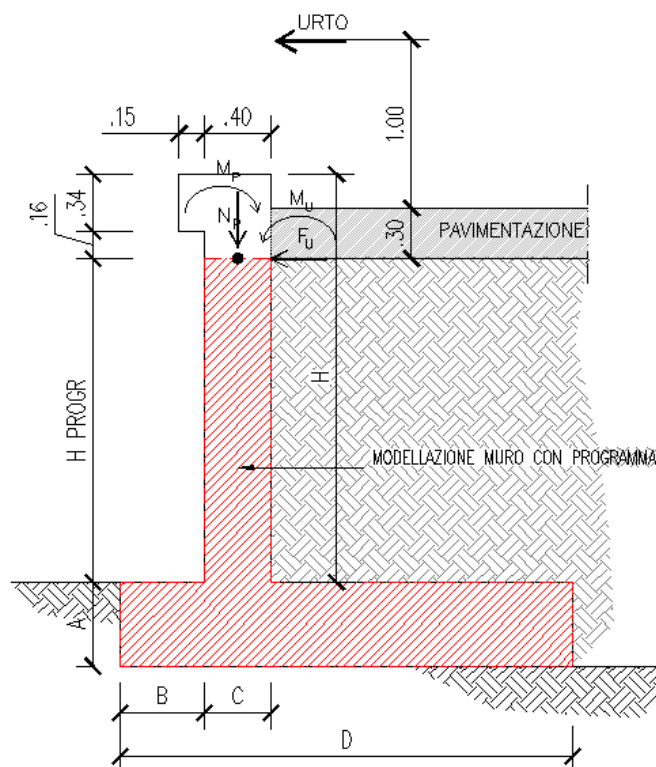
In relazione, sono riportati i risultati delle verifiche strutturali per le combinazioni di carico più gravose. In figura, si riporta una schematizzazione della geometria del muro con evidenziate le sezioni più critiche (sezione di mezzeria e base del paramento, le sezioni d'incastro delle mensole di fondazione di monte e di valle) e il sistema di riferimento adottato per la numerazione delle sezioni di verifica.



Infine, poiché nel programma di calcolo non è possibile inserire un numero non intero di armature a metro lineare, a favore di sicurezza, sono stati considerati tre ferri a metro, anziché 3,33 previsti per un passo di 30 cm.

1.6 Impostazioni di modellazione

Il criterio di modellazione adottato prevede l'inserimento nel programma della porzione di muro indicata in figura con tratteggio obliquo.



Nella modellazione non è quindi incluso il cordolo, poiché le caratteristiche geometriche e di armatura dello stesso sono indipendenti dall'altezza e dalle proprietà geometriche del muro; tuttavia, si tiene conto dello stesso come carico permanente portato da sommare al peso del sicurvia. Le verifiche del cordolo, di dimensione costante, saranno oggetto di specifica analisi nel *paragrafo 1.8*. Ulteriori considerazioni di modellazione riguardano la pavimentazione e il carico accidentale dovuto al traffico, entrambi inseriti come carichi distribuiti, che generano solo spinta orizzontale lungo l'altezza del muro di sostegno.

1.7 Analisi dei carichi

1.7.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti strutturali, considerati in fase di verifica, sono: il peso proprio del muro ($\gamma_{CLS} = 25.0 \text{ kN/m}^3$), il peso del terreno ($\gamma_t = 19.0 \text{ kN/m}^3$) e la spinta dello stesso (secondo le modalità descritte in precedenza).

I carichi permanenti non strutturali sono, invece, quelli del sicurvia (1.24 kN/m) e della pavimentazione ($\gamma_{PAV} = 22.0 \text{ kN/m}^3$). Inoltre, vista la scarsa incertezza dell'entità del peso da attribuire agli elementi non strutturali, per questi ultimi sono stati adottati gli stessi coefficienti dei carichi permanenti strutturali, come concesso dalla normativa vigente al § 2.6.1, Tabella 2.6.I.

Si precisa che per tenere conto del carico dovuto al pacchetto di pavimentazione è stato assunto un carico equivalente uniformemente distribuito pari a 6.60 kN/m^2 .

Il cordolo non è incluso nella modellazione in MAX; tuttavia, si tiene conto dello stesso considerando il suo peso proprio, opportunamente sommato a quello del sicurvia.

Il cordolo di progetto pesa: $0.251 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6.28 \text{ kN/m}$.

1.7.2 Carichi variabili da traffico

Si considera un carico variabile distribuito pari a 20 kN/m^2 , rappresentativo del carico veicolare transitante in prossimità del muro.

1.7.3 Azioni eccezionali: urto

In seguito all'urto di un veicolo pesante, tutti i piantoni della barriera di un certo tratto subiscono una rilevante deformazione plastica. Pertanto, il momento flettente massimo alla base di un piantone in fase d'urto si può calcolare come il momento limite di plasticizzazione:

$$M_{pl} = f_y W_{pl}$$

essendo: f_y = tensione di snervamento;
 $W_{pl} = 2 S_x$ = modulo di resistenza plastico;
 S_x = momento statico di metà sezione rispetto al baricentro.

Riguardo al valore della tensione di snervamento f_y da impiegare nel calcolo di M_{pl} , si osserva che non si può adottare la tensione caratteristica, in quanto essa rappresenta il frattile di ordine 0.05 della distribuzione statistica, ossia il valore che ha una probabilità del 5% di essere minorato.

Poiché in questo caso l'azione è proporzionale a f_y , si deve invece considerare il frattile di ordine 0.95 (probabilità del 5% di essere maggiorato), come per i valori caratteristici delle azioni.

La formula per il calcolo del valore caratteristico (frattile di ordine 0.05) è:

$$f_k = f_m - k s$$

con: f_m = valore medio;
 s = scarto quadratico medio;
 k = fattore funzione del numero n di risultati sperimentali; per $n=\infty$ $k=1.64$
 (Tabella 11.3.IV del D.M. 14/01/2008)

Il frattile di ordine 0.95 è invece dato da:

$$f'_k = f_m + k s = f_k + 2 k s$$

Quindi, per calcolare f'_k a partire da f_k è necessario conoscere lo scarto quadratico medio s .

Al § 11.3.4.11.1.4 (verifica periodica della qualità) dello stesso D.M., si prescrive che il coefficiente di variazione percentuale dello snervamento per acciaio compreso tra S235 e S355 è pari all'8%. Indicando tale coefficiente con p , si ha:

$$p = s / f_m \quad s = p f_m$$

$$f_k = f_m - k s = f_m - k p f_m = f_m (1 - k p)$$

da cui si ricava il valore medio f_m in funzione di f_k :

$$f_m = \frac{f_k}{1 - k p}$$

Il frattile di ordine 0.95 si può quindi calcolare con:

$$f'_k = f_m + k s = f_m + k p f_m = f_m (1 + k p) = f_k \frac{1 + k p}{1 - k p}$$

Con $k = 1.64$ ($n=\infty$) e $p = 0.08$ (S355) risulta pertanto:

$$k p = 1.64 \times 0.08 = 0.1312$$

$$f_m = \frac{f_k}{1 - 0.1312} = 1.15 f_k$$

$$f'_k = f_k \frac{1 + 0.1312}{1 - 0.1312} = 1.30 f_k$$

Per l'acciaio S355J0WP (CORTEN A) con tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ si deve quindi considerare almeno:

valore medio	$f_{ym} = 1.15 \times 355 = 408 \text{ N/mm}^2$
frattile 0.95	$f_{yk} = 1.30 \times 355 = 461 \text{ N/mm}^2$

NOTA: da prove eseguite su paletti HE 100 A la tensione di snervamento è risultata compresa tra 403 e 431 N/mm^2 .

Per il piantone **HE 100 B**, avente modulo di resistenza plastico $W_{pl} = 2 \times 52.1 = 104 \text{ cm}^3$, il momento limite di plasticizzazione risulta pertanto:

$$M_{pl} = 461 \times 104 \times 10^{-3} = 47.9 \text{ kNm}$$

Essendo l'interasse dei piantoni $i = 1.33 \text{ m}$, il momento plastico per unità di lunghezza risulta:

$$M_{pl,i} = 47.9 / 1.33 = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Il D.M. 17/01/2008 prevede al § 3.6.3.3.2 quale azione relativa all'urto di un veicolo in svio una forza pari a **100 kN** applicata ad un'altezza di **1.00 m** dal piano viario.

Per non superare il momento limite di plasticizzazione del montante con la forza prevista dal D.M., supponendo che la cerniera plastica si formi a 5 cm dalla superficie superiore del cordolo e che questa sporga 20 cm dal piano viabile, tale forza deve ripartirsi su una lunghezza di barriera pari a:

$$l_{\text{ripart.,pl}} = 100.0 \times (1.00 - 0.20 + 0.05) / 35.9 = 2.37 \text{ m}$$

Tale larghezza corrisponde circa ad assumere la forza del D.M. distribuita su 0.50 m e ripartita a 45° a partire da un'altezza di 1.00 m dal piano viario. Alla quota della cerniera plastica infatti:

$$l_{\text{ripart.}} = 0.50 + 2 \times 0.85 \tan 45^\circ = 2.20 \text{ m}$$

$$H_{\text{urto}} = 100.0 / 2.20 = 45.4 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{urto}} = 100.0 \times 0.85 / 2.20 = 38.6 \text{ kNm/m} \approx M_{\text{pl,i}} = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Essendo inoltre il momento calcolato maggiore di quello di plasticizzazione, la ripartizione risulta essere prudenziale.

Per le verifiche geotecniche sui muri, si è assunto che l'azione dell'urto si ripartisca a 45° partendo da una lunghezza pari alla distanza del punto di applicazione della stessa dalla base del paramento, a cui è poi sommato un contributo di 0.5 m.

Per quanto riguarda le verifiche strutturali, l'azione dell'urto è ricalcolata di volta in volta in base alla posizione della sezione verificata.

1.7.4 Azione sismica

L'analisi sismica dei muri di sostegno è stata eseguita con il programma MAX15 calcolando l'aliquota di spinta sismica attraverso il metodo di Mononobe-Okabe e una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico:

$$F = (M g) k = W k$$

Dove:

- M rappresenta la somma delle masse del muro, del terreno gravante sulla fondazione a monte del muro e degli eventuali sovraccarichi;
- k è il coefficiente sismico dipendente dalle caratteristiche sismologiche del sito.

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

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

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

Nello specifico, l'azione sismica è stata definita implementando lo spettro di accelerazione allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) per il sito di Rivoli Veronese, ricavato seguendo le prescrizioni di normativa.

Si riportano le coordinate geografiche del Comune di Rivoli Veronese,

- Lat. = 45,571561;
- Lon. = 10,811929.

Inoltre, i dati considerati per la definizione dell'azione sismica:

1 PREMESSA

1.7 Analisi dei carichi

Vita nominale (V_N)	50 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso (C_U)	2
Vita di riferimento (V_R)	100 anni

Per lo SLV, si ha che:

- a_g = 0,210 g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;
- F_0 = 2,462 fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima;
- S = 1,667 categoria di sottosuolo C e categoria topografica T2;
- β_m = 0,310 coefficiente di riduzione (§ 7.11.6.2.1 del D.M. 14/01/2008).

All'azione sismica è stata poi aggiunta la spinta del terreno retrostante che, in condizioni sismiche, può essere valutata secondo la teoria di *Mononobe-Okabe* mediante la relazione:

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 + k_v) K_a$$

in cui H è l'altezza del muro, γ è il peso specifico del terreno e K_a è il coefficiente di spinta attiva del terreno che vale:

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

$$\beta > \phi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

$$\text{con: } \tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

1.7.5 Combinazioni di carico

Nel calcolo sono state considerate le combinazioni di carico di seguito descritte:

Simbologia adottata

- γ Coefficiente di partecipazione della condizione
- Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.30	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.30	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
------------	----------	--------	---------

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.30	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.30	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.30	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.30	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.30	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.30	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 – EQU,*

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.10	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.10	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 – EQU H + V,*

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - EQU H – V,*

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.00	0.75	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - SLEQ

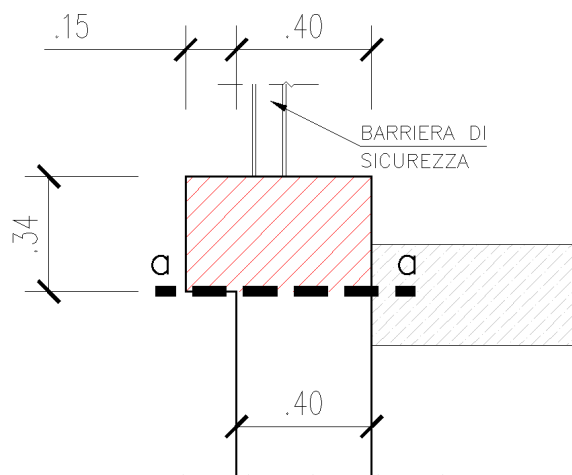
Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole

* Al fine di considerare le condizioni più critiche nei confronti della verifica a ribaltamento (combinazioni dalla n° 10 alla n°12), il carico relativo alla pavimentazione è stato considerato favorevole (coefficiente unitario) per i muri fino ad una altezza di 3 m, sfavorevole (coefficiente 1.30) per le restanti altezze di muro.

1.8 Verifica delle sezioni di sommità del muro

1 PREMESSA

1.8 Verifica delle sezioni di sommità del muro



Si riporta la verifica della sezione di sommità del muro, precisando che l'armatura risulta indipendente dall'altezza del muro.

Le caratteristiche geometriche della sezione sono:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$A_s = \phi 12/30\text{cm}$$

$$A's = \phi 12/30\text{cm}$$

Si riportano i risultati dell'analisi facendo riferimento alla combinazione di carico allo stato limite ultimo ottenuta utilizzando i coefficienti previsti nella Tabella 2.6.I del D.M. 14/01/2008 per il caso A1. L'urto è stato considerato come azione eccezionale ed è stato quindi combinato secondo la combinazione di carico relativa che prevede i permanenti al valore nominale (§ 2.5.3 D.M. 14/01/2008).

Si riassumono in tabella le azioni considerate.

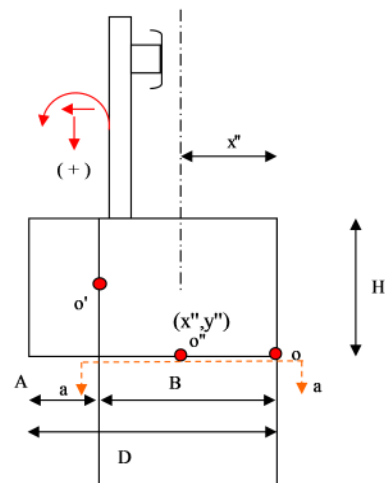
AZIONI IN TESTA AL MURO

riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto "o" "

	(x,y) x'' (m)	Sollecitazioni		
		γ	H (kN)	N (kN) M (kNm)
1. Barriera H4b	0,105	1		1,24 0,13
2. Cordolo	0,075	1		4,68 0,35
G1 AZIONE PERMANENTE	0,081		-	5,92 0,48

Q1 AZIONE ACC. URTO

H = 35,97 kN/mq 1,140 1,0 35,97 - 41,01



A = 0,15 m
B = 0,40 m
D = 0,55 m
H = 0,34 m

x'' = 0,2 m

distanza tra o e o''
NB: l'ordinata di o e o'' coincidono

1.8.1 Verifiche allo stato limite ultimo

AZIONI PER VERIFICA CORDOLO SEZ. a-a - STATO LIMITE ULTIMO

riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto "o" "

	(x',y') x'' (m)	Sollecitazioni		
		γ	H'' (kN)	N' (kN) M'' (kNm)
1. Barriera H4b	0,105	1,0		1,24 0,13
2. Cordolo	0,075	1,0		4,68 0,35
G1 AZIONE PERMANENTE	0,081		-	5,92 0,48

Q1 AZIONE ACC. URTO

H = 35,97 kN/mq 1,140 1 35,97 - 41,01

SOMMANDO G+Q1

Soll. SLU - sezione a-a - comb. più gravosa con urto

H'' (kN)	N' (kN)	M'' (kNm)
35,97	5,92	41,49

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA PER FLESSIONE E TAGLIO sezione a-a - SLU

Azioni di calcolo (riferite ad una sezione larga 1 metro)

Sezione "a-a"	
N _{sd} = H =	5,92 kN
V _{sd} = N =	35,97 kN
M _{sd} = M =	41,49 kNm

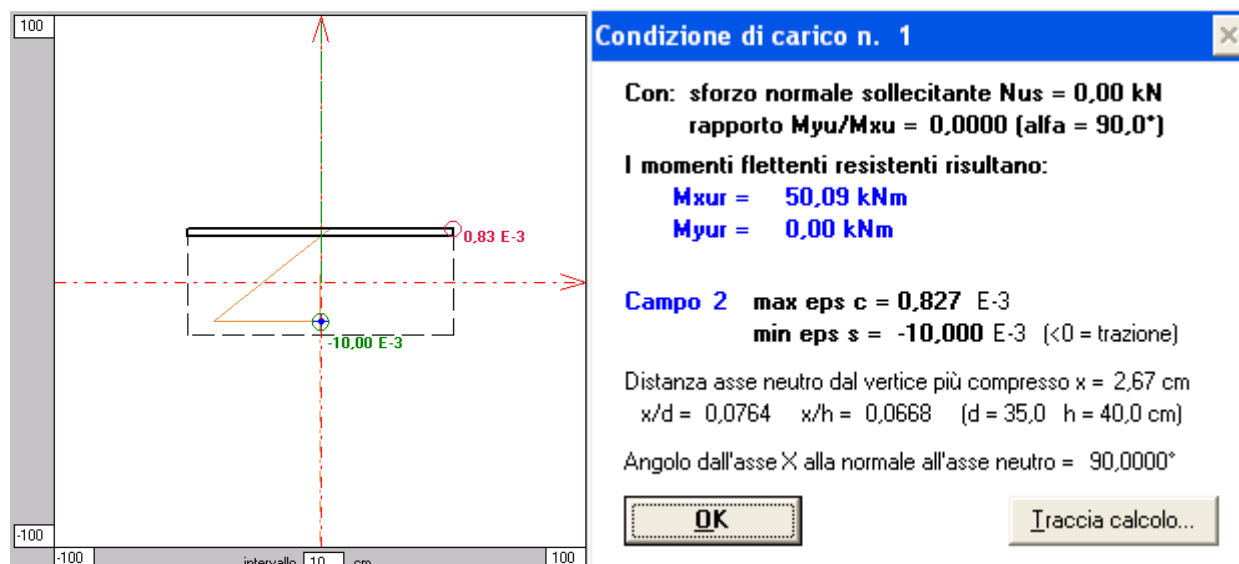
VERIFICA A FLESSIONE

Azioni di calcolo

Sezione "a-a"	
M _{sd} =	41,49 kNm
N _{sd} =	5,92 kN
armatura minima A _{f sup} =	3,33φ12
armatura minima A _{f inf} =	3,33φ12
h sez. =	0,40 m

Le verifiche a taglio e flessione allo stato limite ultimo sono soddisfatte, come risulta dalle tabelle seguenti che riportano le resistenze della sezione per le due sollecitazioni.

A favore di sicurezza, il momento resistente è stato calcolato con sforzo assiale nullo e non sono state considerate reagenti le barre compresse.



V_{Sk} sollecitazione di taglio

35,97 kN

R_{ck} resistenza cubica caratteristica

35 N/mm²

f_{ck} resistenza caratteristica a compressione del cls

= 0,83 R_{ck}

29,1 N/mm²

f_{cd} resistenza di calcolo a compressione del cls

= 0,85 f_{ck} / 1,5

16,5 N/mm²

b_w larghezza minima della sezione

100 cm

d altezza utile della sezione

35 cm

A_{sl} area dell'armatura longitudinale

nr. 3,33

ϕ 12

3,77 cm²

$k = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$

1,76

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$

0,001

$v_{mi} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

0,44

σ_{cp} tensione media di compress. nella sezione $\leq 0,2 f_{cd}$

0,00 N/mm²

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$V_{Ri} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$

108 kN

$V_{Ri} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$

154 kN

OK: verifica soddisfatta

1.8.2 Verifiche allo stato limite di esercizio

Si verifica prudenzialmente la sezione tenendo conto dell'urto (anche se la natura eccezionale di questo tipo di carico non richiederebbe la verifica allo stato limite di esercizio).

Come si può evincere dai risultati che seguono, la verifica è soddisfatta.

AZIONI PER VERIFICA CORDOLO SEZ. a-a - STATO LIMITE DI ESERCIZIO

riferite ad un metro di larghezza rispetto al punto "o" "

		(x'', y'')	Sollecitazioni		
			γ	H'' (kN)	N'' (kN) M'' (kNm)
1.	Barriera H4b	0,105	1		1,24 0,13
2.	Cordolo	0,075	1		4,68 0,35
G1	AZIONE PERMANENTE	0,081		-	5,92 0,48

Q1	AZIONE ACC. URTO	H = 35,97 kN/mq	1,140	1	35,97 - 41,01
-----------	-------------------------	-----------------	-------	---	---------------

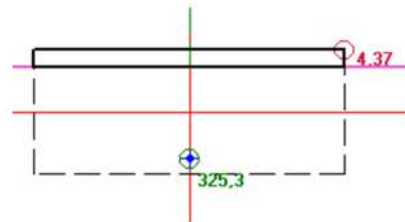
SOMMAND G+Q1

Soll. SLE - sezione a-a - comb. più gravosa con urto

H'' (kN)	N'' (kN)	M'' (kNm)
35,97	5,92	41,49

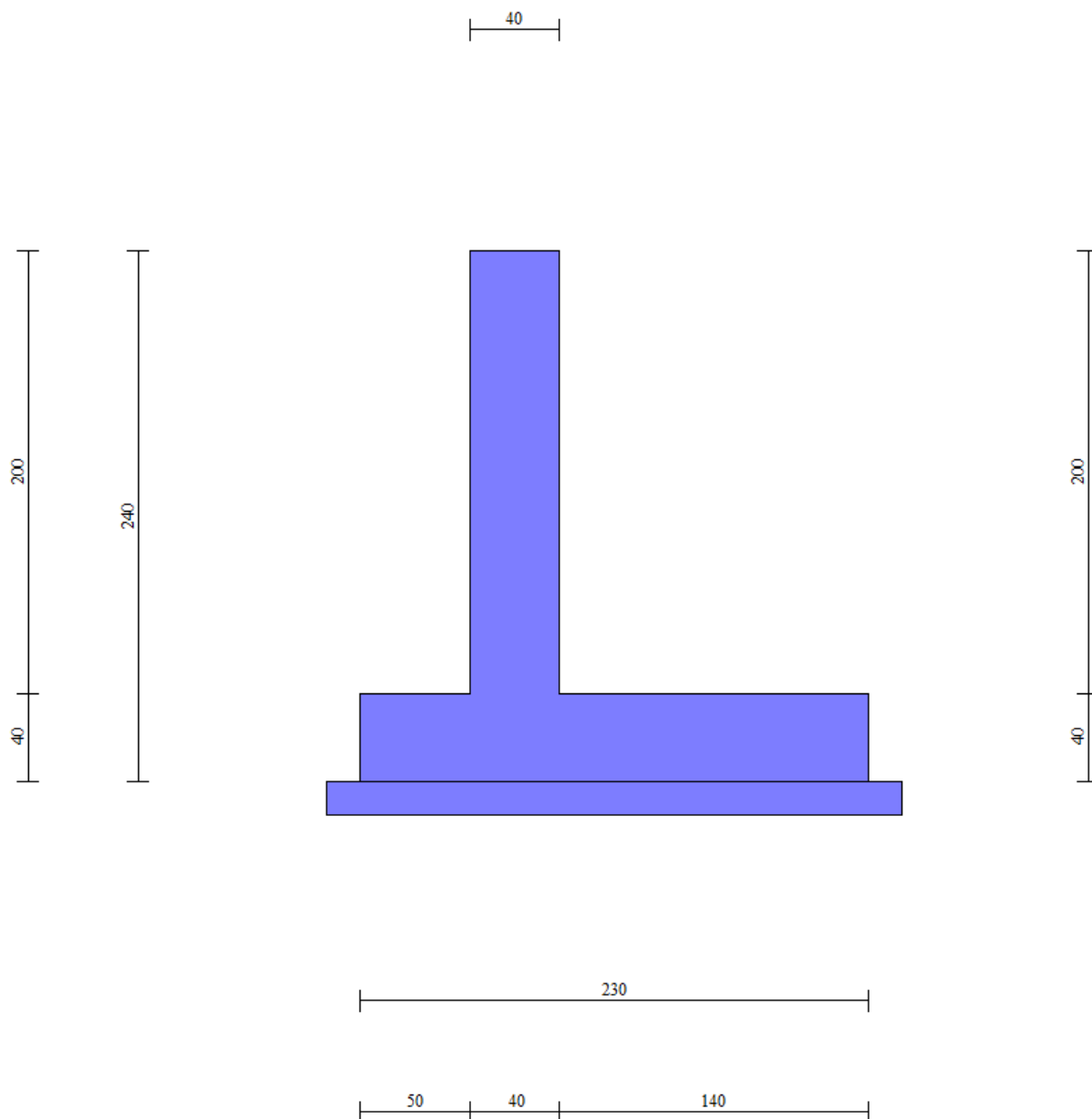
VERIFICHE TENSIONALI sezione a-a - SLE

Sezione "a-a"	
M _{sdu} =	41,49 kNm
N _{sdu} =	5,92 kN
A _{f sup} =	3,33ϕ12
A _{f inf} =	3,33ϕ12
h sez. =	0,40 m
σ_c =	4,37 N/mm ²
σ_s =	325,3 N/mm ²



2. MURO DI SOSTEGNO $1,01 < H \leq 2,50\text{m}$

2.1 Caratteristiche geometriche



In figura è rappresentata la parte di muro modellata in MAX15. Come anticipato, il cordolo di dimensioni $0,55 \times 0,34$ m non è incluso nella modellazione, ma conteggiato come carico permanente da sommare al peso del sicurvia; per i dettagli sulle verifiche strutturali del cordolo, si rimanda al *paragrafo 1.8*.

Geometria paramento e fondazione

Paramento

Materiale

Cls Armato

Altezza paramento

2,00

[m]

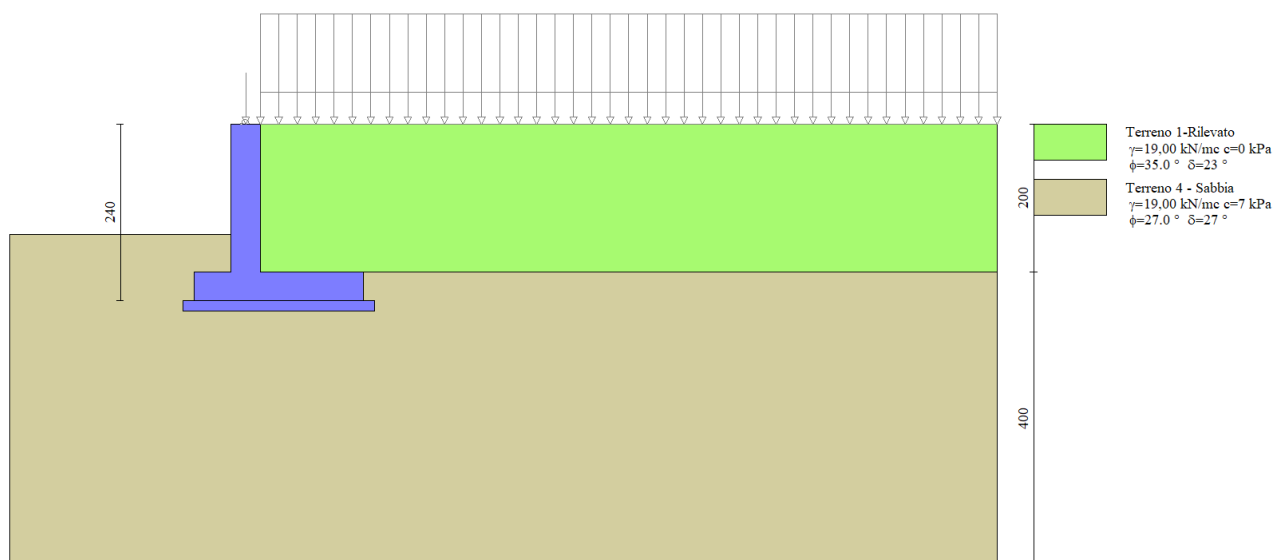
Altezza paramento libero	1,50	[m]
Spessore in sommità	0,40	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,40	[m]
Inclinazione paramento esterno	0,00	[°]
Inclinazione paramento interno	0,00	[°]

Fondazione

Materiale	Cls Armato	
Lunghezza mensola di valle	0,50	[m]
Lunghezza mensola di monte	1,40	[m]
Lunghezza totale	2,30	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Spessore	0,40	[m]
Spessore magrone	0,15	[m]

2.2 Stratigrafia del terreno

La stratigrafia del terreno adottata per le verifiche in MAX deriva dalla relazione geotecnica a firma del dott. Annapaola Gradizzi: "Allargamento della carreggiata sud in corrispondenza della salita di Affi tra la prog. Km 201+285 e la prog. Km 203+930".



2.3 Condizioni di carico

AZIONI IN TESTA AL MURO H=2,5m

	(x,y) x' (m)	Sollecitazioni		
		γ	H (kN)	N (kN) M (kNm)
1. Barriera H3 adeguata per BA (ex H4b)	0,105	1		1,24 0,13
2. Cordolo 0,55 x 0,34	0,075	1		6,28 0,47
G1 AZIONE PERMANENTE	0,080		-	7,52 0,60
Q1 AZIONE ACC. URTO ripartito fino alla base del paramento (brip = 0,5+1,3*2+2,0*2)	1,30	1	14,08	18,31

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]
X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i Intensità del carico per x=X_i espressa in [kN/m]
Q_f Intensità del carico per x=X_f espressa in [kN/m]
D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1

Pesi permanenti portati dal cordolo e del sicurvia:

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
			[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Concentrato	Paramento	-0,20; 0,00	0,000	7,52	0,600				

Condizione n° 2

Pesi permanenti non strutturali della pavimentazione:

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					0,00	6,00	6,600	6,600

Condizione n° 3

Carichi mobili distribuiti dovuti al traffico:

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.00$ - $\Psi_1=0.75$ - $\Psi_2=0.00$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					0,00	6,00	20,000	20,000

Condizione n° 4

Azione eccezionale d'urto:

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
			[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Concentrato	Paramento	0,00; 0,00	14,080	0,000	18,310				

2.4 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.5* per l'elenco delle combinazioni di carico considerate nell'analisi.

2.5 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Di seguito, si riporta un quadro riassuntivo dei fattori di sicurezza relativi alle verifiche geotecniche, con evidenziate in grigio le combinazioni più gravose. I fattori di sicurezza sono stati calcolati come rapporto tra la resistenza ultima e la risultante dei carichi agenti e, in seguito, confrontati con i coefficienti **R3** riportati nella Tabelle 6.5.I e 6.8.I del D.M. 14/01/2008.

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		2.475		5.245			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	2.062		6.694			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.957		6.923			
4 - STR (A1-M1-R3)		2.880		4.843			
5 - STR (A1-M1-R3)		2.699		4.863			
6 - STR (A1-M1-R3)		2.656		5.224			
7 - GEO (A2-M2-R2)					1.883		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				2.012		
9 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				2.014		
10 - EQU			5.277				
11 - EQU	H + V		4.543				
12 - EQU	H - V		3.716				
13 - ECC		2.152	2.412	4.753	3.352		

2.6 Opzioni di calcolo

Dati sismici

Comune	Rivoli Veronese
Provincia	Verona
Regione	Veneto
Latitudine	45.571561
Longitudine	10.811929
Indice punti di interpolazione	12061 - 12062 - 11840 - 11839
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	100 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		2.063	0.829
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.210	0.085
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.462	2.456
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.281	0.257
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		C	1.389	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T2	1.200	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	0.310	10.867	5.434

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Esercizio	0.180	2.739	1.369

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico**

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Mononobe-Okabe
Tipo di spinta	Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza	Vesic
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)	Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza	Bowles
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna

Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra.

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Bishop
---	--------

2.1 Verifiche geotecniche

Si riportano i risultati ottenuti in MAX, considerando le combinazioni di carico più gravose.

2.1.1 Verifica a scorrimento

La combinazione di carico più gravosa per quanto riguarda la verifica a scorrimento è la **COMBINAZIONE n° 3**.

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kN]
C _x , C _y	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
P _x , P _y	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V	I	C _x	C _y	P _x	P _y
		[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
3	Spinta statica	15,51	24,11	14,15	6,33	1,40	-1,43

lc	A	V	I	C _x	C _y	P _x	P _y
		[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
	Incremento di spinta sismica		3,89	3,55	1,59	1,40	-1,60
	Peso/Inerzia muro			4,67	43,00/-2,34	0,04	-1,64
	Peso/Inerzia terrapieno			6,79	62,44/-3,39	0,70	-1,00
	Risultante forze sul muro			0,82	7,52	--	--

Dettagli verifica

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	58,67	0,00	0,00	--	--	58,67	29,98	1.957

2.1.2 Verifica a carico limite

La verifica della capacità portante del complesso fondazione-terreno è finalizzata a garantire che le azioni trasmesse dall'opera di sostegno al terreno di fondazione non superino il carico limite che lo stesso può tollerare. Il carico limite del complesso terreno-struttura è determinato mediante il metodo di Vesic.

Per la verifica a carico limite la **COMBINAZIONE n° 13** è risultata la più gravosa.

Combinazione n° 13 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole

Spinta e forze

Simbologia adottata

lc	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kN]
C _x , C _y	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
P _x , P _y	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

lc	A	V	I	C _x	C _y	P _x	P _y
		[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
13	Spinta statica	15,51	24,04	14,16	6,32	1,40	-1,43

lc	A	V	I	C _x	C _y	P _x	P _y
		[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
	Peso/Inerzia muro			0,00	43,00/0,00	0,04	-1,64
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	62,44/0,00	0,70	-1,00
	Risultante forze sul muro			14,08	7,52	--	--

Dettagli verifica

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
 N Carico verticale totale, espresso in [kN]
 Qu carico limite del terreno, espresso in [kN]
 Qd Portanza di progetto, espresso in [kN]
 FS Fattore di sicurezza (rapporto tra portanza ultima **Qu** e carico agente al piano di posa **N**)

n°	N	Qu	Qd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
13 - ECC	119,28	566,92	404,94	4.753

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
 Nc, Nq, N_γ Fattori di capacità portante
 ic, iq, i_γ Fattori di inclinazione del carico
 dc, dq, d_γ Fattori di profondità del piano di posa
 gc, gq, g_γ Fattori di inclinazione del profilo topografico
 bc, bq, b_γ Fattori di inclinazione del piano di posa
 sc, sq, s_γ Fattori di forma della fondazione
 pc, pq, p_γ Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
 r_γ Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B\gamma N_\gamma$ viene moltiplicato per questo fattore
 D Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
 B' Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
 H Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
 γ Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
 φ Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
 c Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]
 Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Vesic).

n°	Nc Nq N _γ	ic iq i _γ	dc dq d _γ	gc gq g _γ	bc bq b _γ	sc sq s _γ	pc pq p _γ	r _γ	D	B' H	γ	φ	c
									[m]	[m]	[kN/mc]	[°]	[kPa]
13	23.942 13.199 14.470	0.557 0.590 0.451	1.157 1.119 1.000	1.000 1.000 1.000	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	--	--	--	0.985	13	23.942 13.199 14.470

2.1.3 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel verificare l'equilibrio alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si riportano i risultati ottenuti per la combinazione più gravosa **COMBINAZIONE n° 13**.

Combinazione n° 13 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
------------	---	---	---------

2 MURO DI SOSTEGNO 1,01<H≤2,50m

2.1 Verifiche geotecniche

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione

A Tipo azione

I Inclinazione della spinta, espressa in [°]

V Valore dell'azione, espressa in [kN]

C_x, C_y Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]

P_x, P_y Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V	I	C _x	C _y	P _x	P _y
		[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
13	Spinta statica	15,51	24,04	14,16	6,32	1,40	-1,43
	Peso/Inerzia muro			0,00	43,00/0,00	0,04	-1,64
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	62,44/0,00	0,70	-1,00
	Risultante forze sul muro			14,08	7,52	--	--

Dettagli verifica

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]

Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]

FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms	Mr	FS
	[kNm]	[kNm]	
13 - ECC	160,15	66,40	2.412

2.1.4 Verifica di stabilità globale

La verifica a stabilità globale è di grande importanza specialmente se i terreni sono instabili o se il sovraccarico sul terrapieno è molto elevato. La verifica consiste nel ricercare tra le possibili superfici di rottura quella che presenta il minor coefficiente di sicurezza.

Il metodo utilizzato dal programma consiste nel suddividere in strisce la superficie di scorrimento, supposta circolare, e individua il valore del coefficiente minimo di sicurezza su una maglia di centri posta in prossimità del muro.

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.30	1.00	Sfavorevole

Dettagli verifica

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
 C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
 R Raggio, espresso in [m]
 FS Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
7 - GEO (A2-M2-R2)	-0,60; 1,20	4,13	1.883

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]
 Qy carico sulla striscia espresso in [kN]
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
 c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
 Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

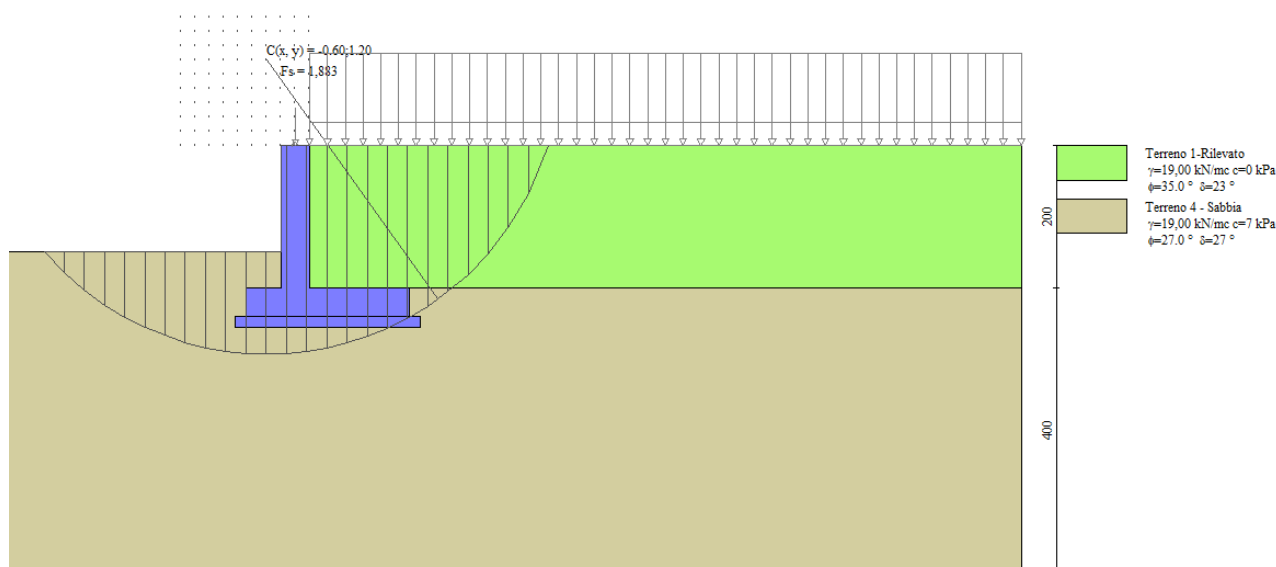
n°	W	Qy	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	1,83	9,25	0,00	3,36 - 0,28	67.270	29.256	0	0,0
2	4,93	9,25	0,00	0,28	59.112	29.256	0	0,0
3	7,19	9,25	0,00	0,28	52.069	29.256	0	0,0
4	8,96	9,25	0,00	0,28	46.027	29.256	0	0,0
5	10,41	9,25	0,00	0,28	40.596	29.256	0	0,0
6	11,62	9,25	0,00	0,28	35.580	22.177	6	0,0
7	12,68	9,25	0,00	0,28	30.864	22.177	6	0,0
8	14,14	9,25	0,00	0,28	26.371	22.177	6	0,0
9	14,83	9,25	0,00	0,28	22.048	22.177	6	0,0
10	15,38	9,25	0,00	0,28	17.854	22.177	6	0,0
11	15,82	9,25	0,00	0,28	13.757	22.177	6	0,0
12	15,45	7,80	0,00	0,28	9.731	22.177	6	0,0
13	19,75	7,52	0,00	0,28	5.753	22.177	6	0,0
14	9,72	0,00	0,00	0,28	1.804	22.177	6	0,0
15	8,35	0,00	0,00	0,28	-2.138	22.177	6	0,0
16	7,57	0,00	0,00	0,28	-6.089	22.177	6	0,0
17	7,34	0,00	0,00	0,28	-10.070	22.177	6	0,0
18	7,02	0,00	0,00	0,28	-14.101	22.177	6	0,0
19	6,57	0,00	0,00	0,28	-18.205	22.177	6	0,0
20	6,01	0,00	0,00	0,28	-22.409	22.177	6	0,0
21	5,30	0,00	0,00	0,28	-26.744	22.177	6	0,0
22	4,45	0,00	0,00	0,28	-31.254	22.177	6	0,0

2 MURO DI SOSTEGNO 1,01<H≤2,50m

2.1 Verifiche geotecniche

n°	W	Qy	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
23	3,43	0,00	0,00	0,28	-35.992	22.177	6	0,0
24	2,21	0,00	0,00	0,28	-41.038	22.177	6	0,0
25	0,74	0,00	0,00	-3,73 - 0,28	-45.337	22.177	6	0,0

Inoltre, si riporta un'illustrazione del cerchio critico con la relativa suddivisione in strisce.



2.2 Verifiche strutturali

Nel seguito, sono riportati i risultati delle verifiche strutturali per le combinazioni di carico più gravose e per entrambi gli elementi di muro, paramento e fondazione. I risultati si riferiscono alle sezioni più critiche: la sezione di mezzeria del paramento, la sezione di base del paramento (all'innesto con l'elemento di fondazione), la sezione d'incastro della fondazione di valle e la sezione d'incastro della fondazione di monte.

2.2.1 Sollecitazioni SLU

Simbologia adottata

- N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Paramento

n°	X	N _{min}	N _{max}	T _{min}	T _{max}	M _{min}	M _{max}
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
11	-1,00	17,52	22,78	3,61	17,69	2,05	34,44
21	-2,00	27,52	35,78	11,49	28,40	9,25	55,72

Fondazione

n°	X	N _{min}	N _{max}	T _{min}	T _{max}	M _{min}	M _{max}
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
6	-0,40	0,00	0,00	17,08	40,20	4,18	10,50

n°	X	N _{min}	N _{max}	T _{min}	T _{max}	M _{min}	M _{max}
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
7	0,00	0,00	0,00	-30,81	1,56	-31,36	3,05

2.2.2 Verifiche a flessione SLU

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area ferri inferiori espressa in [cmq]
A _{fs}	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente espressa in [kN]
Mu	momento ultimi espressa in [kNm]
Nu	sforzo normale ultimo espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B	H	A _{fi}	A _{fs}	M	N	Mu	Nu	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
11	100	40	3,39	6,03	34,44	17,52	97,02	17,52	2.817
21	100	40	3,39	6,03	55,72	27,52	98,75	27,52	1.772

Fondazione

n°	B	H	A _{fi}	A _{fs}	M	N	Mu	Nu	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
6	100	40	3,39	3,39	10,50	0,00	54,45	0,00	5.188
7	100	40	3,39	3,39	-31,36	0,00	-54,45	0,00	1.736

2.2.3 Verifiche a taglio SLU

Simbologia adottata

Is	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espressa in [cmq]
cotgθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espressa in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0)
V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).	
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B	H	A _{sw}	cotgθ	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
11	100	40	0,00	--	0,00	0,00	160,60	17,69	9.077
21	100	40	0,00	--	0,00	0,00	162,26	28,40	5.713

Fondazione

n°	B	H	A _{sw}	cotgθ	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
6	100	40	0,00	--	0,00	0,00	158,24	-40,20	3.936
7	100	40	0,00	--	0,00	0,00	158,24	-30,81	5.135

2.2.4 Verifiche delle tensioni SLE

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espresso in [cm]
H	altezza sezione, espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori, espresso in [cmq]
Afs	area ferri superiori, espressa in [cmq]
M	momento agente, espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente, espressa in [kN]
σ_c	tensione di compressione nel cls, espressa in [kPa]
σ_{fi}	tensione nei ferri inferiori, espressa in [kPa]
σ_{fs}	tensione nei ferri superiori, espressa in [kPa]

Combinazioni SLER

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	17430	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	359949	[kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
11	100	40	3,39	6,03	4,30	17,52	329 (14)	8379 (14)	3126 (14)
21	100	40	3,39	6,03	18,22	27,52	1522 (14)	69710 (14)	10214 (14)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	17430	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	359949	[kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
6	100	40	3,39	3,39	5,31	0,00	566 (14)	46751 (14)	1317 (14)
7	100	40	3,39	3,39	1,14	0,00	122 (14)	10051 (14)	283 (14)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	13073	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	449936	[kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
11	100	40	3,39	6,03	2,05	17,52	129 (16)	599 (16)	1590 (16)
21	100	40	3,39	6,03	9,25	27,52	745 (16)	25022 (16)	6241 (16)

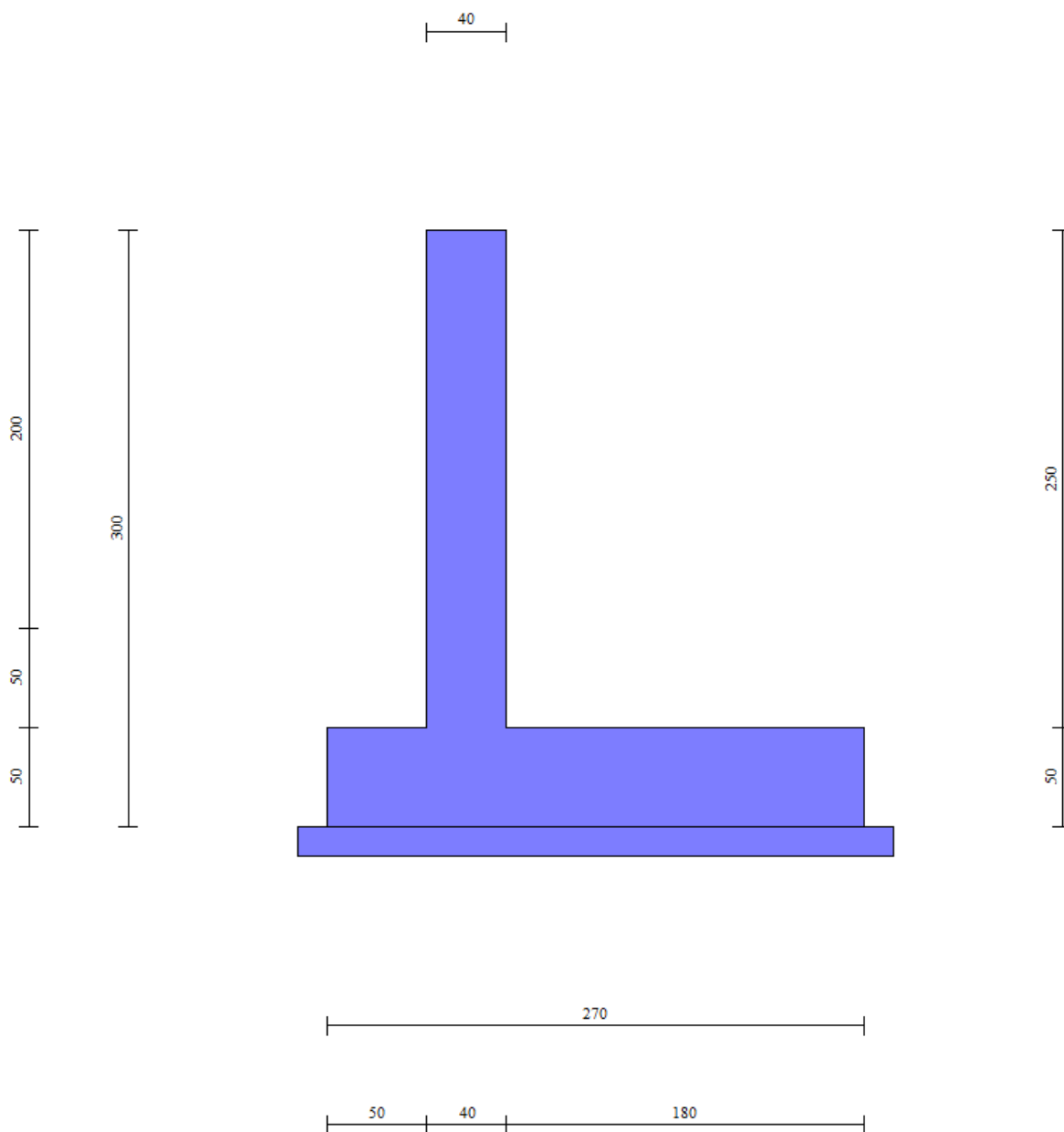
Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	13073	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	449936	[kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
6	100	40	3,39	3,39	4,18	0,00	445 (16)	36764 (16)	1035 (16)
7	100	40	3,39	3,39	3,05	0,00	325 (16)	26826 (16)	755 (16)

3. MURO DI SOSTEGNO $2,51 < H \leq 3,00\text{m}$

3.1 Caratteristiche geometriche



In figura è rappresentata la parte di muro modellata in MAX15. Come anticipato, il cordolo di dimensioni $0,55 \times 0,34$ m non è incluso nella modellazione, ma conteggiato come carico permanente da sommare al peso del sicurvia; per i dettagli sulle verifiche strutturali del cordolo, si rimanda al *paragrafo 1.8*.

Geometria paramento e fondazione

Paramento

Materiale

Altezza paramento

Cls Armato

2,50

[m]

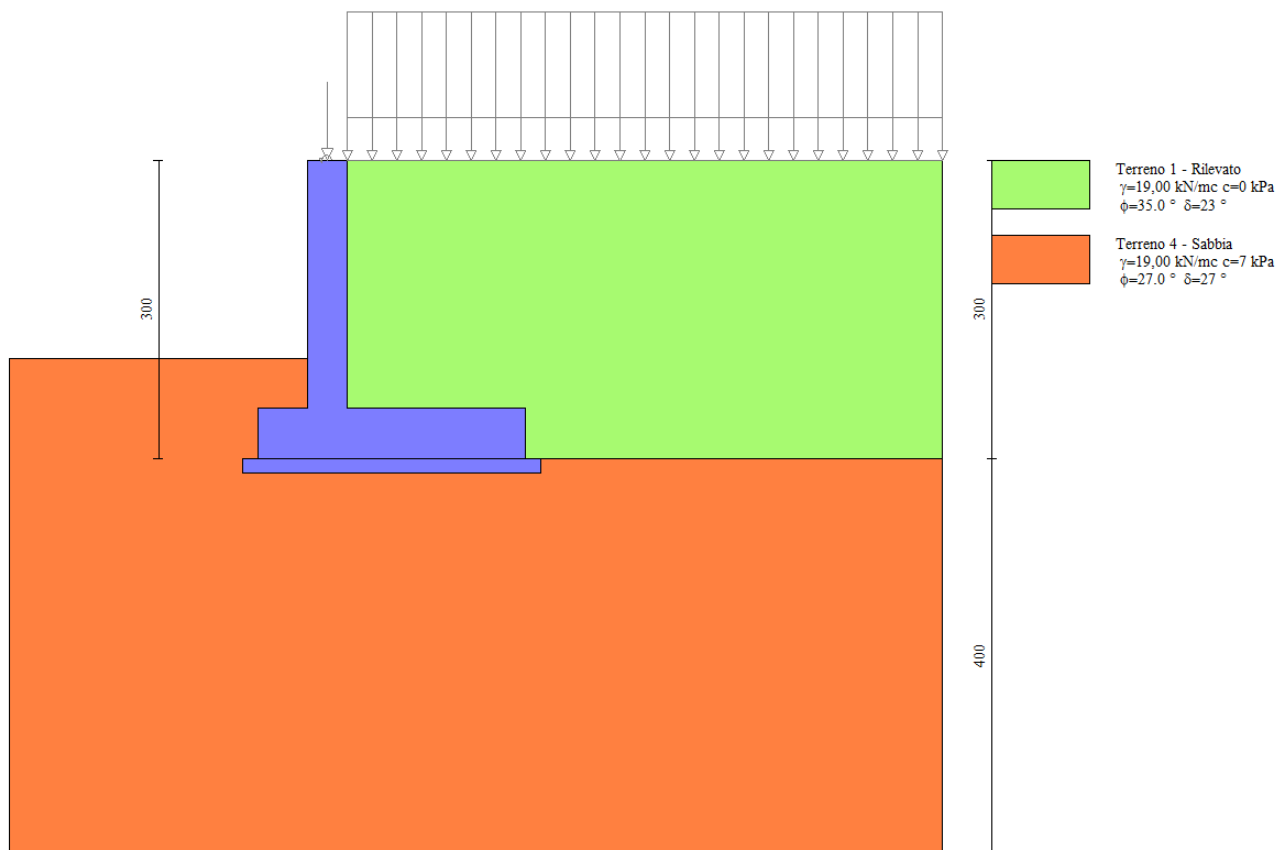
Altezza paramento libero	2,00	[m]
Spessore in sommità	0,40	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,40	[m]
Inclinazione paramento esterno	0,00	[°]
Inclinazione paramento interno	0,00	[°]

Fondazione

Materiale	Cls Armato	
Lunghezza mensola di valle	0,50	[m]
Lunghezza mensola di monte	1,80	[m]
Lunghezza totale	2,70	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Spessore	0,50	[m]
Spessore magrone	0,15	[m]

3.2 Stratigrafia del terreno

La stratigrafia del terreno adottata per le verifiche in MAX deriva dalla relazione geotecnica a firma del dott. Annapaola Gradizzi: "Allargamento della carreggiata sud in corrispondenza della salita di Affi tra la prog. Km 201+285 e la prog. Km 203+930".



3.3 Condizioni di carico

AZIONI IN TESTA AL MURO H=3m			Sollecitazioni		
		(x,y) x'' (m)	γ	H (kN)	N (kN) M(kNm)
1.	Barriera H3 adeguata per BA (ex H4b)	0,105	1		1,24 0,13
2.	Cordolo 0,55 x 0,34	0,075	1		6,28 0,47
G1	AZIONE PERMANENTE	0,080		-	7,52 0,60
Q1	AZIONE ACC. URTO ripartito fino alla base del paramento (brip = 0,5+1,3*2+2,5*2)	1,30	1	12,35	16,05

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per x=X_i espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per x=X_f espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1

Pesi permanenti portati del cordolo e del sicurvia:

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
			[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Concentrato	Paramento	-0,20; 0,00	0,000	7,52	0,600				

Condizione n° 2

Pesi permanenti non strutturali della pavimentazione:

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					0,00	6,00	6,600	6,600

Condizione n° 3

Carichi mobili distribuiti dovuti al traffico:

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.00$ - $\Psi_1=0.75$ - $\Psi_2=0.00$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					0,00	6,00	20,000	20,000

Condizione n° 4

Azione eccezionale d'urto:

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
			[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Concentrato	Paramento	0,00; 0,00	12,350	0,000	16,050				

3.4 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.5* per l'elenco delle combinazioni di carico considerate nell'analisi.

3.5 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Di seguito, si riporta un quadro riassuntivo dei fattori di sicurezza relativi alle verifiche geotecniche, con evidenziate in grigio le combinazioni più gravose. I fattori di sicurezza sono stati calcolati come rapporto tra la resistenza ultima e la risultante dei carichi agenti e, in seguito, confrontati con i coefficienti **R3** riportati nella Tabelle 6.5.I e 6.8.I del D.M. 14/01/2008.

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		2.456		5.086			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.923		5.337			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.828		5.517			
4 - STR (A1-M1-R3)		2.889		4.654			
5 - STR (A1-M1-R3)		2.713		4.682			
6 - STR (A1-M1-R3)		2.632		5.059			
7 - GEO (A2-M2-R2)					1.846		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.870		
9 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.864		
10 - EQU			4.977				
11 - EQU	H + V		4.205				
12 - EQU	H - V		3.489				
13 - ECC		2.462	3.408	5.736	3.049		

3.6 Opzioni di calcolo

Dati sismici

Comune	Rivoli Veronese
Provincia	Verona
Regione	Veneto
Latitudine	45.571561
Longitudine	10.811929
Indice punti di interpolazione	12061 - 12062 - 11840 - 11839
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV
Tipo costruzione	Normali affollamenti

Vita di riferimento

100 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		2.063	0.829
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.210	0.085
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.462	2.456
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.281	0.257
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		C	1.389	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T2	1.200	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	0.310	10.867	5.434
Esercizio	0.180	2.739	1.369

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico**

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Mononobe-Okabe
Tipo di spinta	Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza	Vesic
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)	Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza	Bowles
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna

Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra.

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Bishop
---	--------

3.7 Verifiche geotecniche

Si riportano i risultati ottenuti in MAX, considerando le combinazioni di carico più gravose.

3.7.1 Verifica a scorrimento

La combinazione di carico più gravosa per quanto riguarda la verifica a scorrimento è la **COMBINAZIONE n° 3**.

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione

A Tipo azione

I Inclinazione della spinta, espressa in [°]

V Valore dell'azione, espressa in [kN]

C_x, C_y Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]

P_x, P_y Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V	I	C _x	C _y	P _x	P _y
		[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
3	Spinta statica	25,74	23,33	23,63	10,19	1,80	-1,91
	Incremento di spinta sismica		5,79	5,32	2,29	1,80	-2,00
	Peso/Inerzia muro			6,38	58,75/-3,19	0,17	-2,11
	Peso/Inerzia terrapieno			10,58	97,38/-5,29	0,90	-1,25
	Risultante forze sul muro			0,82	7,52	--	--

Dettagli verifica

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

Rsa Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]

Rpt Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]

Rps Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]

Rp Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]

Rt Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]

R Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]

T Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]

FS Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	85,42	0,00	0,00	--	--	85,42	46,73	1.828

3.7.2 Verifica a carico limite

La verifica della capacità portante del complesso fondazione-terreno è finalizzata a garantire che le azioni trasmesse dall'opera di sostegno al terreno di fondazione non superino il carico limite che lo stesso può tollerare. Il carico limite del complesso terreno-struttura è determinato mediante il metodo di Vesic.

Per la verifica a carico limite la **COMBINAZIONE n° 4** è risultata la più gravosa.

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.30	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.30	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.50	1.00	Sfavorevole

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kN]
C _x , C _y	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
P _x , P _y	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V	I	C _x	C _y	P _x	P _y
		[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
4	Spinta statica	55,45	23,33	50,92	21,96	1,80	-1,74
	Peso/Inerzia muro			0,00	76,37/0,00	0,17	-2,11
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	180,59/0,00	0,90	-1,25
	Risultante forze sul muro			0,00	9,78	--	--

Dettagli verifica

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico verticale totale, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra portanza ultima Qu e carico agente al piano di posa N)

n°	N	Qu	Qd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
4 - STR (A1-M1-R3)	288,71	1343,78	959,84	4.654

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, N _γ	Fattori di capacità portante
ic, iq, i _γ	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, d _γ	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, g _γ	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, b _γ	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, s _γ	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, p _γ	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
r _γ	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B\gamma N_{\gamma}$ viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Vesic).

n°	Nc Nq N _γ	ic iq i _γ	dc dq d _γ	gc gq g _γ	bc bq b _γ	sc sq s _γ	pc pq p _γ	r _γ	D	B' H	γ	φ	c
									[m]	[m]	[kN/m c]	[°]	[kPa]
4	23.942 13.199 14.470	0.663 0.689 0.567	1.148 1.113 1.000	1.000 1.000 1.000	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	0.967	1,00	2,57 2,20	19,00	27.00	7

3.7.3 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel verificare l'equilibrio alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si riportano i risultati ottenuti per la combinazione più gravosa **COMBINAZIONE n° 13**.

Combinazione n° 13 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione

A Tipo azione

I Inclinazione della spinta, espressa in [°]

V Valore dell'azione, espressa in [kN]

C_x, C_y Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]

P_x, P_y Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V	I	C _x	C _y	P _x	P _y
		[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
13	Spinta statica	25,74	23,33	23,63	10,19	1,80	-1,91
	Peso/Inerzia muro			0,00	58,75/0,00	0,17	-2,11
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	97,38/0,00	0,90	-1,25
	Risultante forze sul muro			12,35	7,52	--	--

Dettagli verifica

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]

Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]

FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms	Mr	FS
	[kNm]	[kNm]	
13 - ECC	271,13	79,55	3.408

3.7.4 Verifica di stabilità globale

La verifica a stabilità globale è di grande importanza specialmente se i terreni sono instabili o se il sovraccarico sul terrapieno è molto elevato. La verifica consiste nel ricercare tra le possibili superfici di rottura quella che presenta il minor coefficiente di sicurezza.

Il metodo utilizzato dal programma consiste nel suddividere in strisce la superficie di scorrimento, supposta circolare, e individua il valore del coefficiente minimo di sicurezza su una maglia di centri posta in prossimità del muro.

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole
Carico mobile	1.30	1.00	Sfavorevole

Dettagli verifica

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
 C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
 R Raggio, espresso in [m]
 FS Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
7 - GEO (A2-M2-R2)	-0,80; 1,80	5,47	1.846

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]
 Qy carico sulla striscia espresso in [kN]
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
 c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
 Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

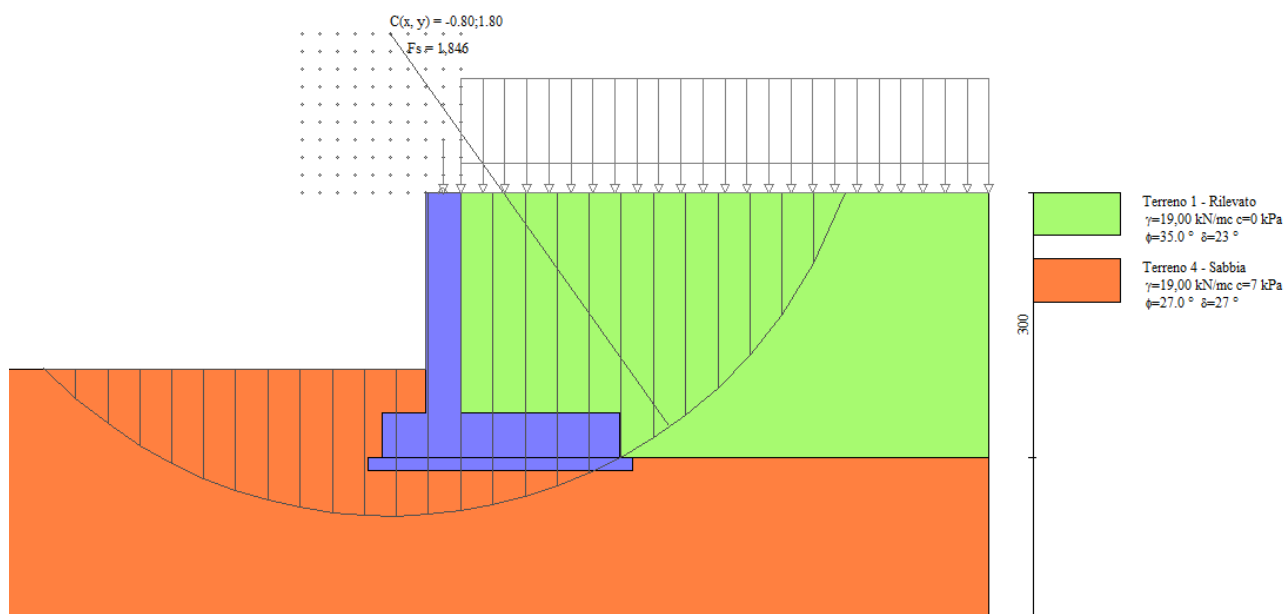
n°	W	Qy	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	2,78	11,89	4,37 - 0,36	65.555	29.256	0	0,0	
2	7,58	11,89	0,36	57.979	29.256	0	0,0	
3	11,18	11,89	0,36	51.315	29.256	0	0,0	
4	14,05	11,89	0,36	45.528	29.256	0	0,0	
5	16,41	11,89	0,36	40.294	29.256	0	0,0	
6	18,38	11,89	0,36	35.442	29.256	0	0,0	
7	20,03	11,89	0,36	30.870	29.256	0	0,0	
8	22,45	11,89	0,36	26.508	22.177	6	0,0	
9	23,66	11,89	0,36	22.306	22.177	6	0,0	
10	24,60	11,89	0,36	18.229	22.177	6	0,0	
11	25,33	11,89	0,36	14.245	22.177	6	0,0	
12	25,92	11,82	0,36	10.331	22.177	6	0,0	
13	31,73	7,52	0,36	6.465	22.177	6	0,0	
14	12,76	0,00	0,36	2.629	22.177	6	0,0	
15	12,04	0,00	0,36	-1.196	22.177	6	0,0	
16	11,40	0,00	0,36	-5.026	22.177	6	0,0	
17	11,09	0,00	0,36	-8.878	22.177	6	0,0	

3 MURO DI SOSTEGNO 2,51<H≤3,00m

3.7 Verifiche geotecniche

n°	W	Qy	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
18	10,61	0,00	0,36	-12.772	22.177	6	0,0	
19	9,94	0,00	0,36	-16.727	22.177	6	0,0	
20	9,08	0,00	0,36	-20.766	22.177	6	0,0	
21	8,01	0,00	0,36	-24.917	22.177	6	0,0	
22	6,72	0,00	0,36	-29.214	22.177	6	0,0	
23	5,17	0,00	0,36	-33.701	22.177	6	0,0	
24	3,33	0,00	0,36	-38.438	22.177	6	0,0	
25	1,12	0,00	-4,74 - 0,36	-42.570	22.177	6	0,0	

Inoltre, si riporta un'illustrazione del cerchio critico con la relativa suddivisione in strisce.



3.8 Verifiche strutturali

Nel seguito, sono riportati i risultati delle verifiche strutturali per le combinazioni di carico più gravose e per entrambi gli elementi di muro, paramento e fondazione. I risultati si riferiscono alle sezioni più critiche: la sezione di mezzeria del paramento, la sezione di base del paramento (all'innesto con l'elemento di fondazione), la sezione d'incastro della fondazione di valle e la sezione d'incastro della fondazione di monte.

3.8.1 Sollecitazioni SLU

Simbologia adottata

- N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Paramento

n°	X	N _{min}	N _{max}	T _{min}	T _{max}	M _{min}	M _{max}
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
13	-1,20	19,52	25,38	4,85	17,20	2,89	33,76
26	-2,50	32,52	42,28	17,03	38,97	16,33	63,26

Fondazione

3 MURO DI SOSTEGNO 2,51<H≤3,00m

3.8 Verifiche strutturali

n°	X	N _{min}	N _{max}	T _{min}	T _{max}	M _{min}	M _{max}
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
6	-0,40	0,00	0,00	22,59	40,40	5,58	10,37
7	0,00	0,00	0,00	-33,51	0,95	-35,52	3,81

3.8.2 Verifiche a flessione SLU

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area ferri inferiori espressa in [cmq]
A _{fs}	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente espressa in [kN]
Mu	momento ultimi espressa in [kNm]
Nu	sforzo normale ultimo espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B	H	A _{fi}	A _{fs}	M	N	Mu	Nu	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
13	100	40	3,39	6,03	33,76	19,52	98,83	19,52	2.985
26	100	40	3,39	6,03	63,26	32,52	101,09	32,52	1.608

Fondazione

n°	B	H	A _{fi}	A _{fs}	M	N	Mu	Nu	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
6	100	50	3,39	3,39	9,64	0,00	60,20	0,00	6.836
7	100	50	3,39	3,39	-35,52	0,00	-69,55	0,00	1.932

3.8.3 Verifiche a taglio SLU

Simbologia adottata

Is	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espressa in [cmq]
cotgθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espressa in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0)
V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).	
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B	H	A _{sw}	cotθ	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
13	100	40	0,00	--	0,00	0,00	160,87	17,20	9.354
26	100	40	0,00	--	0,00	0,00	162,63	38,97	4.173

Fondazione

n°	B	H	A _{sw}	cotθ	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
6	100	50	0,00	--	0,00	0,00	187,44	-40,40	4.640
7	100	50	0,00	--	0,00	0,00	187,44	-33,51	5.594

3.8.4 Verifiche delle tensioni SLE

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espresso in [cm]
H	altezza sezione, espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori, espresso in [cmq]
Afs	area ferri superiori, espressa in [cmq]
M	momento agente, espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente, espressa in [kN]
σ_c	tensione di compressione nel cls, espressa in [kPa]
σ_{fi}	tensione nei ferri inferiori, espressa in [kPa]
σ_{fs}	tensione nei ferri superiori, espressa in [kPa]

Combinazioni SLER

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	17430	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	359949	[kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
13	100	40	3,39	6,03	6,13	19,52	475 (14)	15296 (14)	4634 (14)
26	100	40	3,39	6,03	30,36	32,52	2448 (14)	123780 (14)	18880 (14)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	17430	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	359949	[kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
6	100	50	3,39	3,39	7,17	0,00	500 (14)	48241 (14)	2652 (14)
7	100	50	3,39	3,39	-0,66	0,00	46 (14)	243 (14)	4420 (14)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	13073	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	449936	[kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
13	100	40	3,39	6,03	2,89	19,52	188 (16)	1976 (16)	2290 (16)
26	100	40	3,39	6,03	16,33	32,52	1307 (16)	54955 (16)	11316 (16)

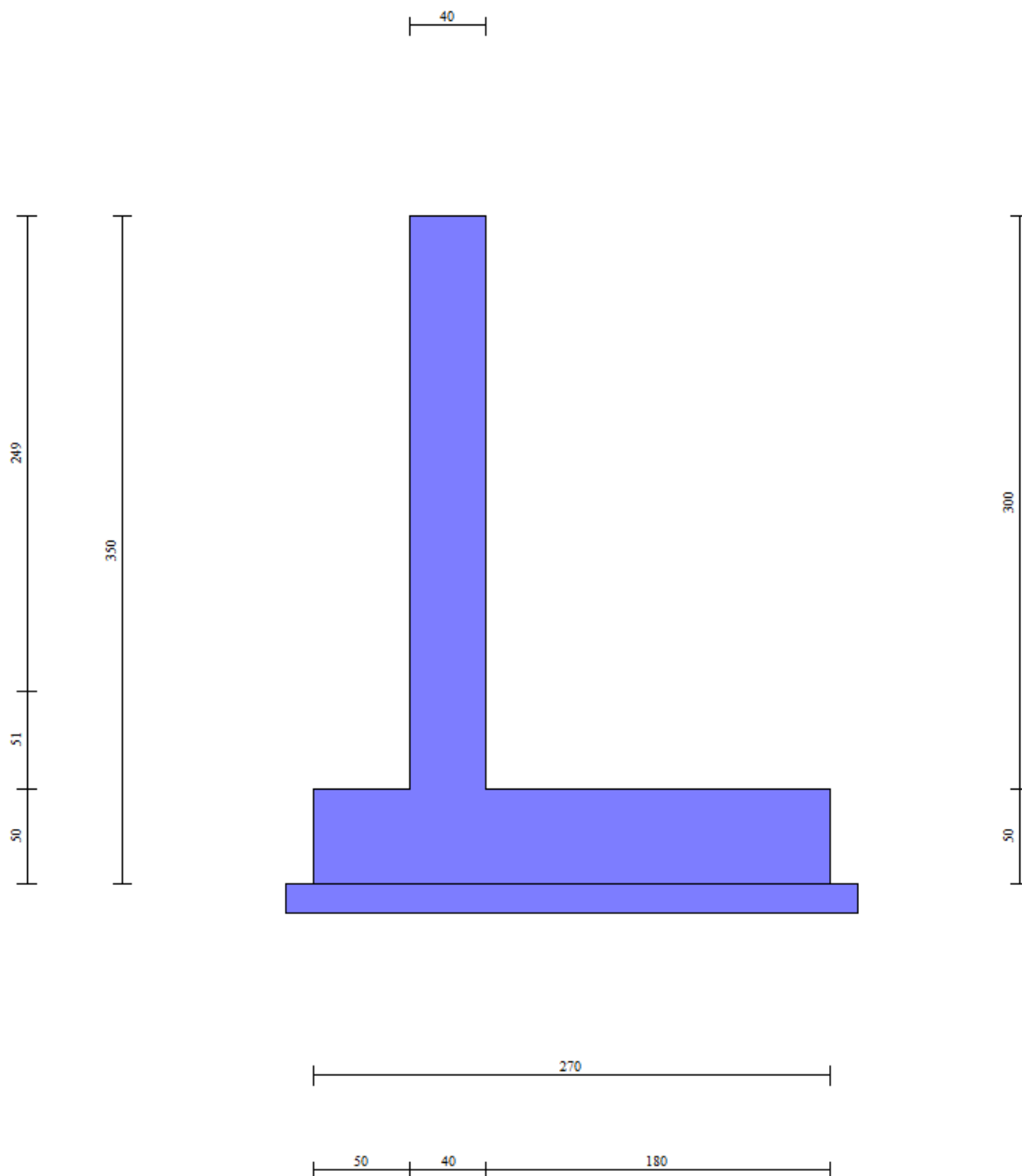
Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	13073	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	449936	[kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
6	100	50	3,39	3,39	5,58	0,00	389 (16)	37555 (16)	2064 (16)
7	100	50	3,39	3,39	3,81	0,00	266 (16)	25635 (16)	1409 (16)

4. MURO DI SOSTEGNO $3,01 < H \leq 3,50\text{m}$

4.1 Caratteristiche geometriche



In figura è rappresentata la parte di muro modellata in MAX15. Come anticipato, il cordolo di dimensioni 0,55x0,34m non è incluso nella modellazione, ma conteggiato come carico permanente da sommare al peso del sicurvia; per i dettagli sulle verifiche strutturali del cordolo, si rimanda al *paragrafo 1.8*.

Geometria paramento e fondazione

Paramento

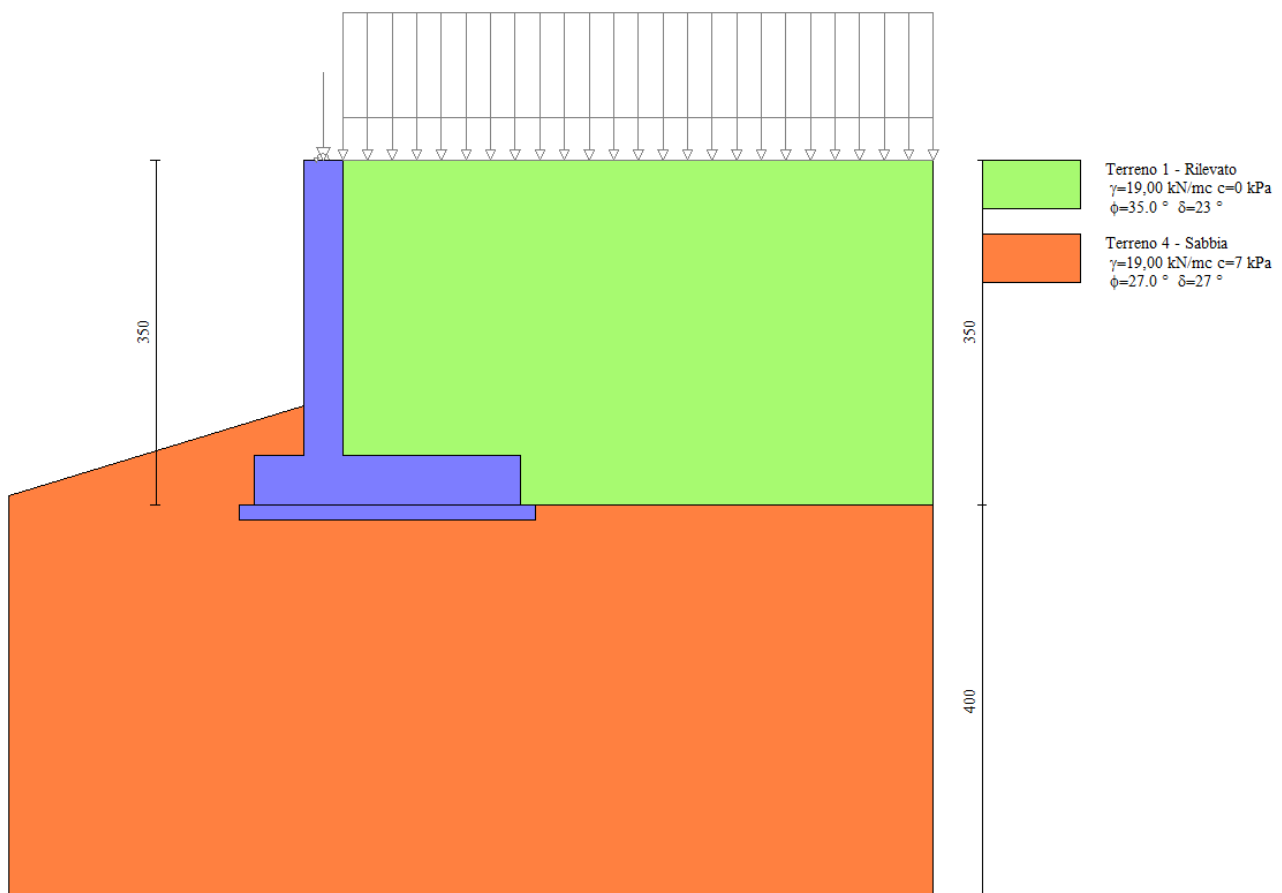
Materiale	Cls Armato	
Altezza paramento	3,00	[m]
Altezza paramento libero	2,49	[m]
Spessore in sommità	0,40	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,40	[m]
Inclinazione paramento esterno	0,00	[°]
Inclinazione paramento interno	0,00	[°]

Fondazione

Materiale	Cls Armato	
Lunghezza mensola di valle	0,50	[m]
Lunghezza mensola di monte	1,80	[m]
Lunghezza totale	2,70	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Spessore	0,50	[m]
Spessore magrone	0,15	[m]

4.2 Stratigrafia del terreno

La stratigrafia del terreno adottata per le verifiche in MAX deriva dalla relazione geotecnica a firma del dott. Annapaola Gradizzi: "Allargamento della carreggiata sud in corrispondenza della salita di Affi tra la prog. Km 201+285 e la prog. Km 203+930".



Per quanto riguarda la morfologia del terreno, si è scelto di analizzare la sezione con inclinazione del profilo di terreno a valle più penalizzante ai fini delle verifiche geotecniche, la sezione stradale

87. Tuttavia, a causa di una limitazione intrinseca del programma di calcolo, non è stato possibile modellare la reale conformazione di valle, caratterizzata da un primo tratto orizzontale di 0,6m e un successivo tratto inclinato di 31°, ma si è optato per l'utilizzo di un profilo di terreno equivalente, con angolo di inclinazione costante pari a 17°, opportunamente ottenuto confrontando i fattori di capacità portante di Vesic (utilizzati in MAX) con i fattori di Bowles, specifici per trattazioni in presenza di pendii - libro "FONDAZIONI" di Joseph E. Bowles.

Si precisa, inoltre, che tale configurazione è stata adottata solo per la verifica di capacità portante e per le verifiche di scorrimento e ribaltamento, quest'ultime indipendenti dall'inclinazione del terreno a valle. Al contrario, poiché per la verifica di stabilità globale la trattazione proposta da Bowles non è più applicabile, si è adottata prudenzialmente la configurazione con inclinazione di 31° e assenza del tratto orizzontale, ottenendo dei coefficienti di sicurezza comunque superiori rispetto al limite di normativa.

4.3 Condizioni di carico

AZIONI IN TESTA AL MURO H=3,5m		(x,y)	Sollecitazioni		
		x'' (m)	γ	H (kN)	N (kN) M (kNm)
1.	Barriera H3 adeguata per BA (ex H4b)	0,105	1		1,24 0,13
2.	Cordolo 0,55 x 0,34	0,075	1		6,28 0,47
G1	AZIONE PERMANENTE	0,080		-	7,52 0,60
Q1	AZIONE ACC. URTO ripartito fino alla base del paramento (brip = 0,5+1,3*2+3*2)	1,30	1	10,99	14,29

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per x=X_i espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per x=X_f espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1

Pesi permanenti portati del cordolo e del sicurvia:

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
			[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Concentrato	Paramento	-0,20; 0,00	0,000	7,520	0,600				

Condizione n° 2

Pesi permanenti non strutturali della pavimentazione:

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
----	------	---	----	----	---	----	----	----	----

		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					0,00	6,00	6,600	6,600

Condizione n° 3

Carichi mobili distribuiti dovuti al traffico:

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.00$ - $\Psi_1=0.75$ - $\Psi_2=0.00$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					0,00	6,00	20,000	20,000

Condizione n° 4

Azione eccezionale d'urto:

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
			[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Concentrato	Paramento	0,00; 0,00	10,990	0,000	14,290				

4.4 Combinazioni di carico

Si rimanda al *paragrafo 1.7.5* per l'elenco delle combinazioni di carico considerate nell'analisi.

4.5 Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati

Di seguito, si riporta un quadro riassuntivo dei fattori di sicurezza relativi alle verifiche geotecniche, con evidenziate in grigio le combinazioni più gravose. I fattori di sicurezza sono stati calcolati come rapporto tra la resistenza ultima e la risultante dei carichi agenti e, in seguito, confrontati con i coefficienti **R3** riportati nella Tabelle 6.5.I e 6.8.I del D.M. 14/01/2008.

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		2.167		2.413			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.759		2.234			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.677		2.294			
4 - STR (A1-M1-R3)		2.563		2.287			
5 - STR (A1-M1-R3)		2.411		2.297			
6 - STR (A1-M1-R3)		2.319		2.319			
7 - GEO (A2-M2-R2)					1.138		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.101		
9 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.104		
10 - EQU			3.840				
11 - EQU	H + V		3.382				
12 - EQU	H - V		2.912				
13 - ECC		2.401	3.384	2.788	1.878		

4.6 Opzioni di calcolo

Dati sismici

Comune	Rivoli Veronese
Provincia	Verona
Regione	Veneto
Latitudine	45.571561
Longitudine	10.811929
Indice punti di interpolazione	12061 - 12062 - 11840 - 11839
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	100 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_q	[m/s ²]		2.063	0.829
Accelerazione al suolo	a_q/g	[%]		0.210	0.085
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.462	2.456
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.281	0.257
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		C	1.389	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T2	1.200	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	0.310	10.867	5.434
Esercizio	0.180	2.739	1.369

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico**

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Mononobe-Okabe
Tipo di spinta	Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza	Vesic
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)	Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza	Bowles
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna

Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra.

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Bishop
---	--------

4.7 Verifiche geotecniche

Si riportano i risultati ottenuti in MAX, considerando le combinazioni di carico più gravose.

4.7.1 Verifica a scorrimento

La combinazione di carico più gravosa per quanto riguarda la verifica a scorrimento è la **COMBINAZIONE n° 3**.

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione

A Tipo azione

I Inclinazione della spinta, espressa in [°]

V Valore dell'azione, espressa in [kN]

C_x, C_y Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]

P_x, P_y Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V	I	C _x	C _y	P _x	P _y
		[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
3	Spinta statica	34,09	23,33	31,30	13,50	1,80	-2,24
	Incremento di spinta sismica		7,67	7,04	3,04	1,80	-2,33
	Peso/Inerzia muro			6,93	63,75/-3,46	0,14	-2,43
	Peso/Inerzia terrapieno			12,44	114,48/-6,22	0,90	-1,50
	Risultante forze sul muro			0,82	7,52	--	--

Dettagli verifica

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

Rsa Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]

Rpt Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]

Rps Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]

Rp Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]

Rt Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]

R Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]

T Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]

FS Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	98,14	0,00	0,00	--	--	98,14	58,53	1.677

4.7.2 Verifica a carico limite

La verifica della capacità portante del complesso fondazione-terreno è finalizzata a garantire che le azioni trasmesse dall'opera di sostegno al terreno di fondazione non superino il carico limite che lo stesso può tollerare. Il carico limite del complesso terreno-struttura è determinato mediante il metodo di Vesic.

Per la verifica a carico limite la **COMBINAZIONE n° 2** è risultata la più gravosa.

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H+V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione

A Tipo azione

I Inclinazione della spinta, espressa in [°]

V Valore dell'azione, espressa in [kN]

C_x, C_y Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]

P_x, P_y Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
2	Spinta statica	34,09	23,33	31,30	13,50	1,80	-2,24
	Incremento di spinta sismica		11,24	10,32	4,45	1,80	-2,33
	Peso/Inerzia muro			6,93	63,75/3,46	0,14	-2,43
	Peso/Inerzia terrapieno			12,44	114,48/6,22	0,90	-1,50
	Risultante forze sul muro			0,82	7,52	--	--

Dettagli verifica

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

N Carico verticale totale, espresso in [kN]

Qu carico limite del terreno, espresso in [kN]

Qd Portanza di progetto, espresso in [kN]

FS Fattore di sicurezza (rapporto tra portanza ultima **Qu** e carico agente al piano di posa **N**)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	213,39	476,62	340,44	2.234

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

N_c, N_q, N_γ Fattori di capacità portante

i_c, i_q, i_γ Fattori di inclinazione del carico

d_c, d_q, d_γ Fattori di profondità del piano di posa

g_c, g_q, g_γ Fattori di inclinazione del profilo topografico

bc, bq, by Fattori di inclinazione del piano di posa

sc, sq, sy Fattori di forma della fondazione

pc, pq, py Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic

ry Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B\gamma N_\gamma$ viene moltiplicato per questo fattore

D Affondamento del piano di posa, espresso in [m]

B' Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]

H Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]

γ Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]

ϕ Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]

c Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Vesic).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	ry	D [m]	B' H [m]	γ [kN/m c]	ϕ [°]	c [kPa]
2	23.942 13.199 14.470	0.478 0.517 0.368	1.127 1.096 1.000	0.884 0.482 0.482	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	0.967	0,86	2,38 2,20	19,00	27.00	7

4.7.3 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel verificare l'equilibrio alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si riportano i risultati ottenuti per la combinazione più gravosa **COMBINAZIONE n° 12**.

Combinazione n° 12 - EQU H-V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Favorevole

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione

A Tipo azione

I Inclinazione della spinta, espressa in [°]

V Valore dell'azione, espressa in [kN]

Cx, Cy Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]

Px, Py Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
12	Spinta statica	42,73	19,04	40,39	15,4713,94	1,80	-2,24
	Incremento di spinta sismica		8,41	7,95	2,74	1,80	-2,33
	Peso/Inerzia muro			6,93	63,75/-3,46	0,14	-2,43
	Peso/Inerzia terrapieno			12,44	114,48/-6,22	0,940	-1,50
	Risultante forze sul muro			0,82	7,52	--	--

Dettagli verifica

4 MURO DI SOSTEGNO 3,01<H≤3,50m

4.7 Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]

Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]

FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms	Mr	FS
	[kNm]	[kNm]	
12 - EQU H - V	322,93	110,89	2.912

4.7.4 Verifica di stabilità globale

La verifica a stabilità globale è di grande importanza specialmente se i terreni sono instabili o se il sovraccarico sul terrapieno è molto elevato. La verifica consiste nel ricercare tra le possibili superfici di rottura quella che presenta il minor coefficiente di sicurezza.

Il metodo utilizzato dal programma consiste nel suddividere in strisce la superficie di scorrimento, supposta circolare, e individua il valore del coefficiente minimo di sicurezza su una maglia di centri posta in prossimità del muro.

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
pesi permanenti	1.00	--	Sfavorevole
Carico pavimentazione	1.00	--	Sfavorevole

Dettagli verifica

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione

C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]

R Raggio, espresso in [m]

FS Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1,80; 1,60	6,25	1.101

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

Qy carico sulla striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

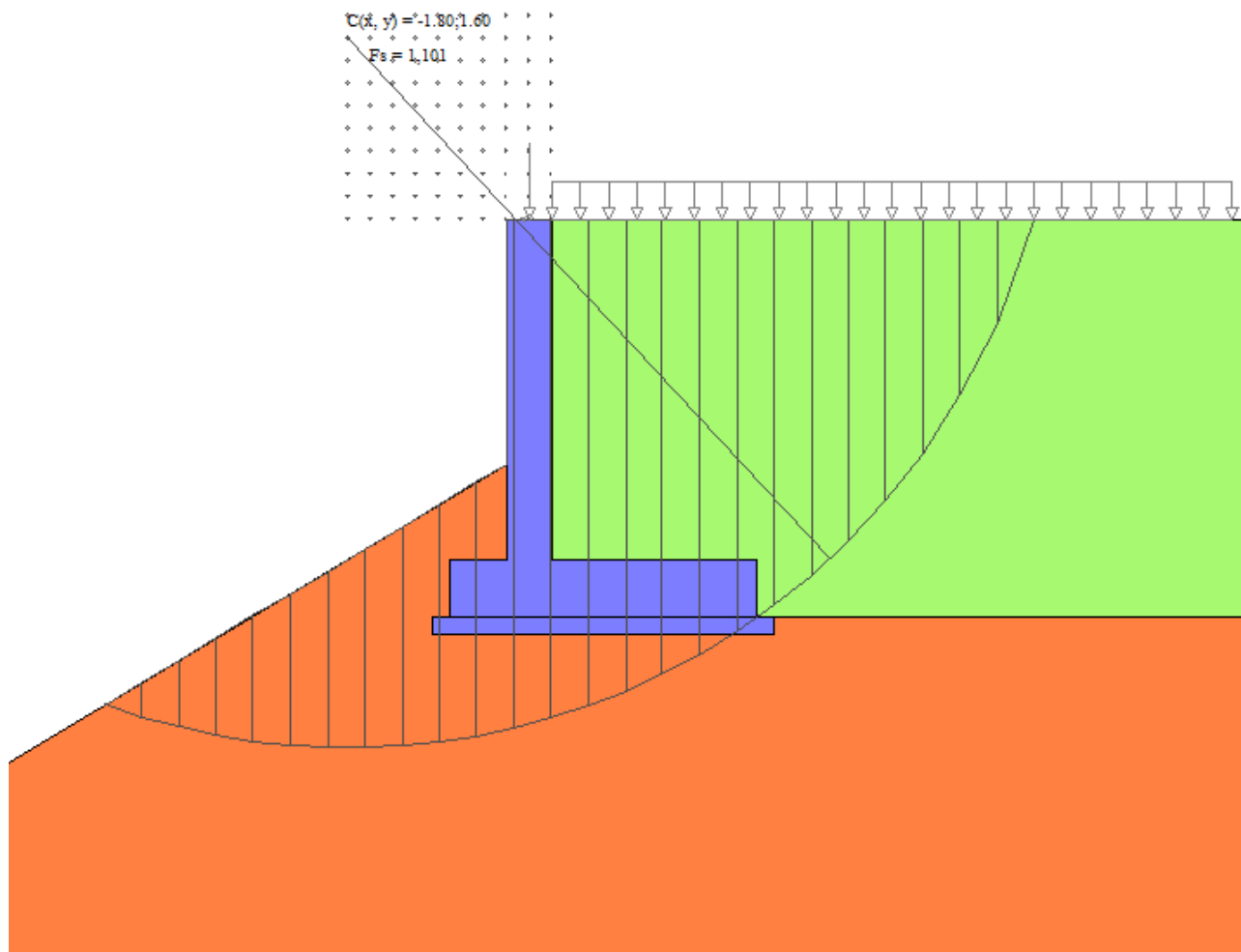
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

n°	W	Qy	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	2,84	2,17	4,25 - 0,33	70.174	29.256	0	0,0	

n°	W	Qy	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
2	7,68	2,17	0,33	63.017	29.256	0	0,0	
3	11,26	2,17	0,33	56.945	29.256	0	0,0	
4	14,13	2,17	0,33	51.758	29.256	0	0,0	
5	16,53	2,17	0,33	47.119	29.256	0	0,0	
6	18,58	2,17	0,33	42.859	29.256	0	0,0	
7	20,35	2,17	0,33	38.876	29.256	0	0,0	
8	22,41	2,17	0,33	35.107	22.177	6	0,0	
9	24,23	2,17	0,33	31.506	22.177	6	0,0	
10	25,40	2,17	0,33	28.039	22.177	6	0,0	
11	26,41	2,17	0,33	24.681	22.177	6	0,0	
12	27,28	2,17	0,33	21.411	22.177	6	0,0	
13	27,04	2,10	0,33	18.214	22.177	6	0,0	
14	34,54	7,52	0,33	15.074	22.177	6	0,0	
15	16,84	0,00	0,33	11.980	22.177	6	0,0	
16	14,20	0,00	0,33	8.921	22.177	6	0,0	
17	12,54	0,00	0,33	5.888	22.177	6	0,0	
18	11,47	0,00	0,33	2.871	22.177	6	0,0	
19	10,29	0,00	0,33	-0.137	22.177	6	0,0	
20	9,00	0,00	0,33	-3.146	22.177	6	0,0	
21	7,60	0,00	0,33	-6.164	22.177	6	0,0	
22	6,10	0,00	0,33	-9.200	22.177	6	0,0	
23	4,48	0,00	0,33	-12.261	22.177	6	0,0	
24	2,75	0,00	0,33	-15.359	22.177	6	0,0	
25	0,90	0,00	-3,95 - 0,33	-17.014	22.177	6	0,0	

Inoltre, si riporta un'illustrazione del cerchio critico con la relativa suddivisione in strisce.



4.8 Verifiche strutturali

Nel seguito, sono riportati i risultati delle verifiche strutturali per le combinazioni di carico più gravose e per entrambi gli elementi di muro, paramento e fondazione. I risultati si riferiscono alle sezioni più critiche: la sezione di mezzeria del paramento, la sezione di base del paramento (all'innesto con l'elemento di fondazione), la sezione d'incastro della fondazione di valle e la sezione d'incastro della fondazione di monte.

4.8.1 Sollecitazioni SLU

Simbologia adottata

N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.

T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle

M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Paramento

n°	X	N _{min}	N _{max}	T _{min}	T _{max}	M _{min}	M _{max}
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
16	-1,50	22,52	29,28	7,02	19,22	4,66	35,44
31	-3,00	37,52	48,78	23,63	50,92	26,45	73,71

Fondazione

n°	X	N _{min}	N _{max}	T _{min}	T _{max}	M _{min}	M _{max}
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
6	-0,40	0,00	0,00	28,90	50,53	7,19	12,61
7	0,00	0,00	0,00	-45,33	-1,57	-42,11	0,13

4.8.2 Verifiche a flessione SLU

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori espresso in [cmq]
Afs	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente espressa in [kN]
Mu	momento ultimi espressa in [kNm]
Nu	sforzo normale ultimo espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
16	100	40	3,39	6,03	35,44	22,52	99,35	22,52	2.855
31	100	40	3,39	6,03	64,69	39,78	89,28	39,78	1.386

Fondazione

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	
6	100	50	3,39	3,39	12,61	0,00	60,20	0,00	5.092
7	100	50	3,39	3,39	-42,11	0,00	-60,20	0,00	1.420

4.8.3 Verifiche a taglio SLU

Simbologia adottata

Is	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espresso in [cmq]
cotθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0)
V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).	
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B	H	A _{sw}	cotθ	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
16	100	40	0,00	--	0,00	0,00	161,28	19,22	8.389
31	100	40	0,00	--	0,00	0,00	163,30	50,92	3.207

Fondazione

n°	B	H	A _{sw}	cotθ	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	T	FS
	[cm]	[cm]	[cmq]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
6	100	50	0,00	--	0,00	0,00	187,44	-50,53	3.709
7	100	50	0,00	--	0,00	0,00	187,44	-45,33	4.135

4.8.4 Verifiche delle tensioni SLE

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espresso in [cm]
H	altezza sezione, espressa in [cm]

Afi area ferri inferiori, espresso in [cmq]
 Afs area ferri superiori, espressa in [cmq]
 M momento agente, espressa in [kNm]
 N sforzo normale agente, espressa in [kN]
 σ_c tensione di compressione nel cls, espressa in [kPa]
 σ_{fi} tensione nei ferri inferiori, espressa in [kPa]
 σ_{fs} tensione nei ferri superiori, espressa in [kPa]

Combinazioni SLER

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 17430 [kPa]
 Tensione massima di trazione dell'acciaio 359949 [kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
16	100	40	3,39	6,03	9,71	22,52	772 (14)	30305 (14)	6931 (14)
31	100	40	3,39	6,03	46,65	37,52	3759 (14)	200100 (14)	27889 (14)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 17430 [kPa]
 Tensione massima di trazione dell'acciaio 359949 [kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
6	100	50	3,39	3,39	9,37	0,00	653 (14)	62980 (14)	3462 (14)
7	100	50	3,39	3,39	-8,20	0,00	571 (14)	3030 (14)	55115 (14)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 13073 [kPa]
 Tensione massima di trazione dell'acciaio 449936 [kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
16	100	40	3,39	6,03	4,66	22,52	335 (16)	6895 (16)	3701 (16)
31	100	40	3,39	6,03	26,45	37,52	2130 (16)	100646 (16)	17218 (16)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 13073 [kPa]
 Tensione massima di trazione dell'acciaio 449936 [kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
6	100	50	3,39	3,39	7,19	0,00	501 (16)	48363 (16)	2658 (16)
7	100	50	3,39	3,39	0,13	0,00	9 (16)	857 (16)	47 (16)