

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD

1° LOTTO

Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

PROGETTO DEFINITIVO

CUP	G21B1 30006 60005
WBS	B25.A31N.L1
COMMESSA	J16L1

COMMITTENTE



S.p.A. AUTOSTRADA BRESCIA VERONA VICENZA PADOVA
Area Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA
PER LA PROGETTAZIONE
Dott. Ing. Gabriella Costantini

PRESTATORE DI SERVIZI:
CONSORZIO RAETIA



RAPPRESENTANTE: Dott. Ing. Alberto Scotti

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
TRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Technital S.p.A. - Dott. Ing. Andrea Renso



PROGETTAZIONE:



ELABORATO: **OPERE D'ARTE MINORI**
OS14 - OPERA DI SOSTEGNO
SVINCOLO PEDEMONTE - MURO N°1
RELAZIONE DI CALCOLO

Progressivo Rev.
08 03 12 001 02

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA:
00	MARZO 2017	PRIMA EMISSIONE	TECHNITAL - REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	NOME FILE: J16L1_08_03_12_001_0101_OPD_02.dwg
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER ADEGUAMENTO CARTIGLIO	TECHNITAL - REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	CM. PROGR. FG. LIV. REV. J16L1_08_03_12_001_0101_OPD_02
02	LUGLIO 2017	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI	3TI PROGETTI - PIERUCCI	M. SORGE	S.L.POSSATI	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO
PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

Committente:



Progettazione:

CONSORZIO RAETIA



PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE TECNICA

INDICE

1.	GENERALITÀ	3
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
	Calcestruzzo	5
	Acciaio d’armatura B450C	5
4.	TERRENI	6
	Geometria profilo terreno Tipologia (3m)	7
5.	GEOMETRIA DEI MURI	8
	Tipologia	8
6.	METODI DI CALCOLO	9
	Calcolo della spinta sul muro	9
	<i>Valori caratteristici e valori di calcolo</i>	9
	<i>Metodo di Culmann</i>	9
	<i>Spinta in presenza di sisma</i>	10
	Verifica a ribaltamento	12
	Verifica a scorrimento	12
	Verifica al carico limite	13
	Verifica alla stabilità globale	15
7.	CONDIZIONI DI CARICO	17
8.	IMPOSTAZIONI DI ANALISI	20
9.	DESCRIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO	21
10.	ANALISI DELLA SPINTA	30
11.	Sollecitazioni	32
	<i>Inviluppo Sollecitazioni</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
	Armature	Errore. Il segnalibro non è definito.

1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo riporta il dimensionamento e le verifiche delle opere di sostegno, che fa parte del progetto definitivo dell’Autostrada Valdastico A31 Nord, I Lotto “Piovene Rocchette - Valle dell’Astico”.

Premessa

Nel presente documento si analizzano strutturalmente le opere muri di sostegno. I muri di sostegno in esame nel presente documento compongono l’opera di sostegno numero 14 essa è composta da una tipologie differenti di muro, e si colloca nella zona dello svincolo di Valle edll’Astico.

Le tipologie di muro si differenziano per altezza e spessore, la tipologia 1 si estende fino all’altezza del paramento di 3m, ed ha uno spessore di 40 cm.

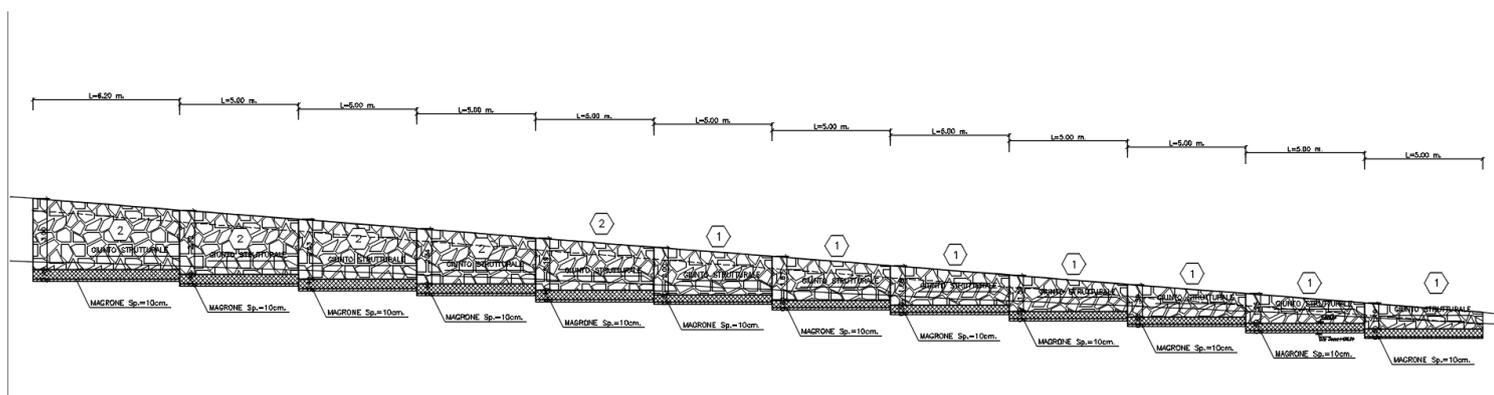


Figura 1 – Prospetto Muro.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Le opere sono conformi alla normativa vigente, e in particolare:

- Legge 05.11.1971 n.1086: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 14/01/2008: “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 02/02/2009 n.617: “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (Suppl. Ordinario n.27)”;
- EN 1991-1-4:2005 “Eurocodice 1 - Parte 1-4: Azioni del vento”;
- EN 1992-1-1:2005 “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- EN 1993-1-5:2007 “Eurocodice 3 – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”;
- EN 1993-2:2007 “Eurocodice 3 – Parte 2: Ponti di acciaio”;
- UNI EN 1993-5:2007 “Eurocodice 3 – Parte 5: Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole”;
- EN 1994-2:2006 “Eurocodice 4 – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”;
- UNI EN 1997-1:2005 “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8 – Parte 5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- “Raccomandazioni sui pali di fondazione”, AGI, 1984;
- EN 206 - 2013: “Concrete – Specification, performance, production and conformity”;
- UNI 11104-2016: “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nelle verifiche strutturali si fa riferimento ai seguenti materiali:

Calcestruzzo

- | | |
|---|--------------------------------|
| - Classe di resistenza | C28/35 |
| - Classe di esposizione | XC3 |
| - Resistenza caratteristica a compressione | $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza cilindrica caratteristica a compressione | $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza cilindrica di progetto a compressione | $f_{cd} = 15,9 \text{ N/mm}^2$ |
| - Copriferro minimo | $c = 45 \text{ mm}$ |

Acciaio d'armatura B450C

- | | |
|--|-------------------------------|
| - Tensione caratteristica di snervamento | $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ |
| - Tensione caratteristica di rottura | $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ |
| - Tensione di progetto | $y_d = 391 \text{ N/mm}^2$ |
| - Modulo elastico | $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$ |

In accordo con le NTC, i coefficienti di sicurezza parziali dei materiali sono posti pari a:

- | | |
|---------------------|--|
| - $\gamma_c = 1,50$ | per il calcestruzzo |
| - $\gamma_s = 1,15$ | per l'acciaio d'armatura in barre e in trefoli |
| - $\gamma_s = 1,05$ | per l'acciaio da carpenteria |

4. TERRENI

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei terreni presenti in corrispondenza dell'opera:

Simbologia adottata

<i>Nr.</i>	Indice del terreno
<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
<i>c</i>	Coesione espressa in [N/mm ²]
<i>c_a</i>	Adesione terra-muro espressa in [N/mm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	<i>c</i>	<i>c_a</i>
C	20.00	22.00	32.00	21.33	0.0000	0.0000
Terreno di Riporto	20.00	20.00	32.00	21.33	0.0000	0.0000

Falda assente

Geometria profilo terreno Tipologia 1 e 2 (3m)

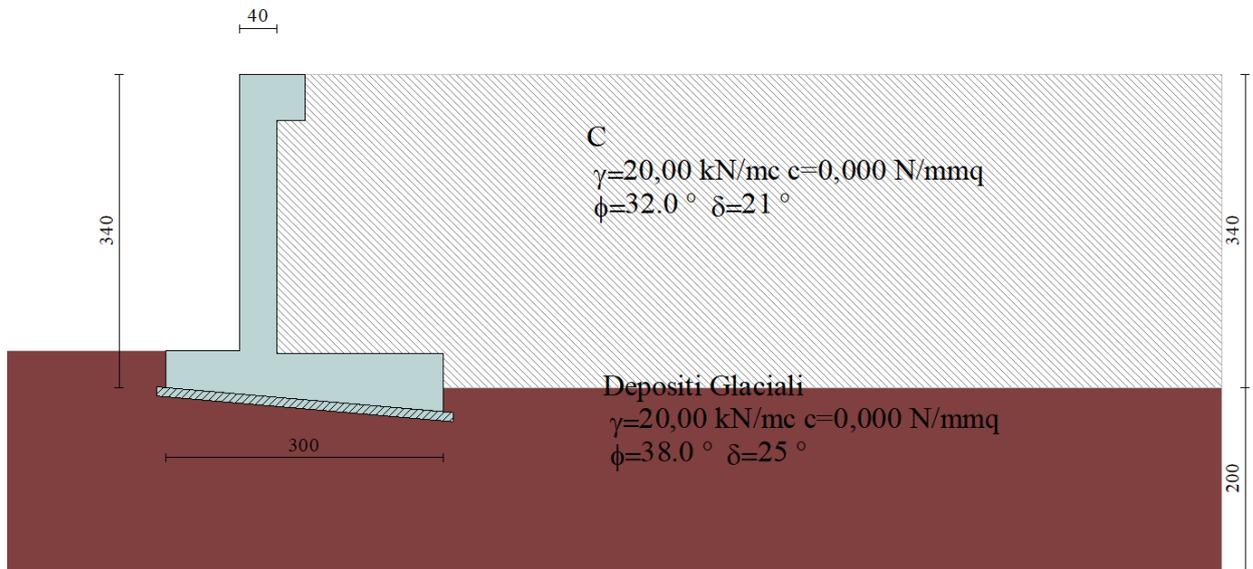


Figura 2 - Sezione stratigrafica.

5. GEOMETRIA DEI MURI

Tipologia

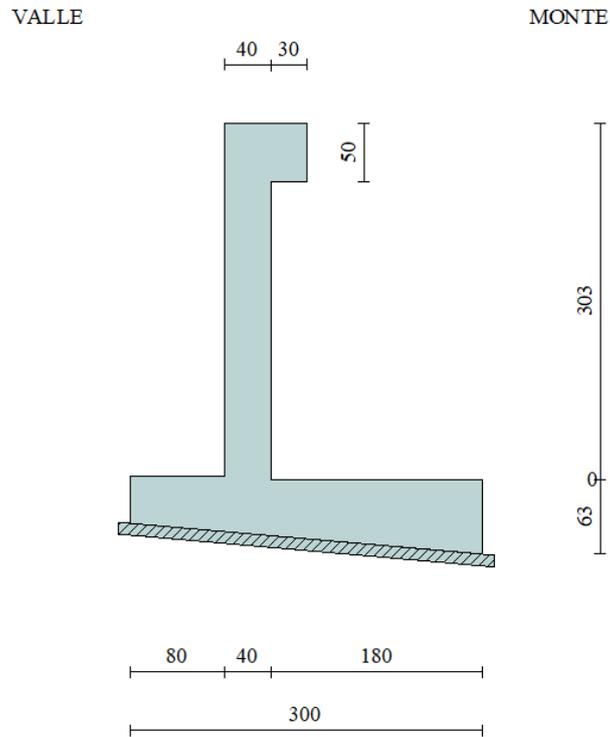


Figura 3 - Sezione trasversale.

6. METODI DI CALCOLO

Per l'analisi dei muri si è utilizzato il programma di calcolo MAX 10.10d dell'Aztec, che effettua una verifica a metro lineare degli elementi costituenti la struttura.

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);

- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z. Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{\text{sat}}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terramuro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\text{tg}(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1)\text{ctg}\phi$$

$$N_\gamma = \frac{\text{tg}\phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma s_c e s_γ che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

termine $K_{p\gamma}$ che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Meyerof

$$N_\gamma = (N_q - 1) \text{tg}(1.4 * \phi)$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

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

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\sum_{i=1}^n \frac{tg\phi_i tg\alpha_i}{\eta}}{\eta}\right) \cos\alpha_i$$

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 essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

.

7. CONDIZIONI DI CARICO

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 [kg]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]

M Momento espresso in [kgm]

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 [kg/m]

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

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

Condizione n° 1 (Strada)

D	Profilo	$X_i=1.00$	$X_f=6.00$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$
---	---------	------------	------------	---------------	---------------

Condizione n° 2 (Strada Sismica)

D	Profilo	$X_i=1.00$	$X_f=6.00$	$Q_i=10.0000$	$Q_f=10.0000$
---	---------	------------	------------	---------------	---------------

Condizione n° 3 (Urto)

Calcolo dell’azione sulla struttura per urto di veicolo in svio.

Alla sommità del muro viene montato un guard rail di tipo H2 che a seguito di urto di un veicolo in svio trasferirà un momento flettente ed un carico orizzontale trasversale al banchettone e alla soletta o muro sottostante. Al fine di quantificare il valore del momento flettente e del carico orizzontale equivalente da applicare alla sommità dell’opera d’arte per il dimensionamento e verifica delle stesse si possono assumere le seguenti 2 condizioni:

1) momento di plasticizzazione dei montanti

Si ipotizza che il mezzo in svio coinvolga e plasticizzi nell’urto 3 montanti della barriera successivi.

Si esamina il tipo di guard rail effettivamente impiegato o si ipotizza un guardrail con lo stessa classe d’ assorbimento. Le caratteristiche dimensionali della barriera PAB H2 BPC impiegata sono le seguenti:

- interasse fra i montanti = 2,00 m

- montanti in acciaio = profili ad U120/80 mm sp 6mm acciaio S275JR - $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$, altezza da piano viabile: 0.75m

Il modulo di resistenza plastico W_{pl} , lievemente maggiore di quello al limite elastico, = $2 \cdot S_{1/2}$ dove $S_{1/2}$ è il momento statico di metà sezione rispetto all’asse neutro o baricentrico è pari a 77 cm^3

Il momento di plasticizzazione $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_{yd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{\square} =$

W_{pl}	f_y	γ	M_{pl}	interasse montanti	momento su cordolo
cm^3	N/mm^2		$W_{pl} \cdot f_y / \gamma$ KNm	m	$M_{pl} / \text{interasse}$ KNm / m
77	275	1000000	1	2,00	11
1000000	1000		a sfavore		

Tale momento è quanto può sviluppare un solo montante, mentre si è assunto che la distribuzione dell’urto avvenga sull’intero nastro di barriera fissato fra i montanti coinvolgendoli. Quindi per ogni metro lineare di paramento murario soggetto all’urto del veicolo in svio si ha il valore di Coppia applicata in modo distribuito ed uniforme: = **11,0 KNm / m** corrispondente all’applicazione di carico distribuito orizzontale $q_8 =$ pari a 15,0 KN/m applicato a 0.75m da terra oppure a 11KN/m a 1m da terra

2) carico da DM 14.01.2008

Il D.M. 2008 al punto 5.1.310: Azioni sui parapetti. urto di veicoli in svio, prevede che le barriere e gli elementi strutturali cui sono collegati debbano essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l’impiego specifico.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Al punto 3.6.3.3.2, precisa inoltre che in assenza di specifiche prescrizioni, la forza equivalente causata da collisione è valutabile mediante una forza trasversale alla barriera, su piano orizzontale pari a 100KN applicata all'altezza della barriera con un massimo di 1.00m sopra il piano viabile.

Tale carico viene equilibrato dalla plasticizzazione dei montanti secondo quanto riportato:

TIPOLOGIA BARRIERA: barriera H2 bordo ponte modello PAB			
montanti = paletto acciaio C h120	Mpl	21,2 KNm	passo 2,0 m
carico medio concentrato su 0,5m trasmesso alla barriera su lunghezza di impatto			100 kN
altezza di applicazione da piano asfalto	0,75 m		
paletti plasticizzati= $Q \cdot h / M_{pl}$	3,54	4,00 tratto cordolo interessato=	6 m
carico medio distribuito trasmesso dalla barriera al banchettone			16,7 KN/m

A valori simili si arriva applicando quanto riportato nel prospetto B1 della UNI EN 1317 dove per barriere H2 con deformazioni della barriera simili a quella prevista si ha una forza media di applicazione pari a 100,4 kN.

Si assumono pertanto per la verifica degli elementi strutturali sottostanti i valori :

coppia distribuita su cordolo= 11,0 KNm / m

carico trasversale = 16,70 KN/m

Da tale calcolo risultano i seguenti carichi concentrati applicati al modello di calcolo del muro:

C Paramento X=-0.30 Y=0.00 F_x=16.7000 F_y=0.0000 M=11.0000

8. IMPOSTAZIONI DI ANALISI

Metodo verifica sezioni **Stato limite**

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	1.50
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 **Ordinarie**

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature **Poco sensibile**

Valori limite delle aperture delle fessure $w_1 = 0.20$

$w_2 = 0.30$

$w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure **E.C. 2**

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico **Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$**

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza **metodo di Terzaghi**

Coefficiente correttivo su $N\gamma$ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su $N\gamma$ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

9. DESCRIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO

N.T.C. 2008 - Approccio 1

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.35	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15	1.35	1.50
-----------	-------------	------------------	------	------	------	------

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
----------------	------	------	------	------

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Strada	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Strada	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Strada	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Strada	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Strada	SFAV	1.50	1.00	1.50
Urto	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 10 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Strada	SFAV	1.30	1.00	1.30
Urto	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 11 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Strada	SFAV	1.50	1.00	1.50
Urto	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Strada	SFAV	1.30	1.00	1.30
Urto	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00

Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
----------------	------	------	------	------

Combinazione n° 18 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Strada Sismica	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Strada Sismica	SFAV	1.00	1.00	1.00
----------------	------	------	------	------

Combinazione n° 23 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Strada Sismica	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Strada Sismica	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Strada Sismica	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Strada Sismica	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 27 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
--	------------	----------	--------	-----------------

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Strada Sismica	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 28 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Strada Sismica	SFAV	1.00	1.00	1.00

10. ANALISI DELLA SPINTA

Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Terzaghi
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.54 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.15
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 9.24$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.62$

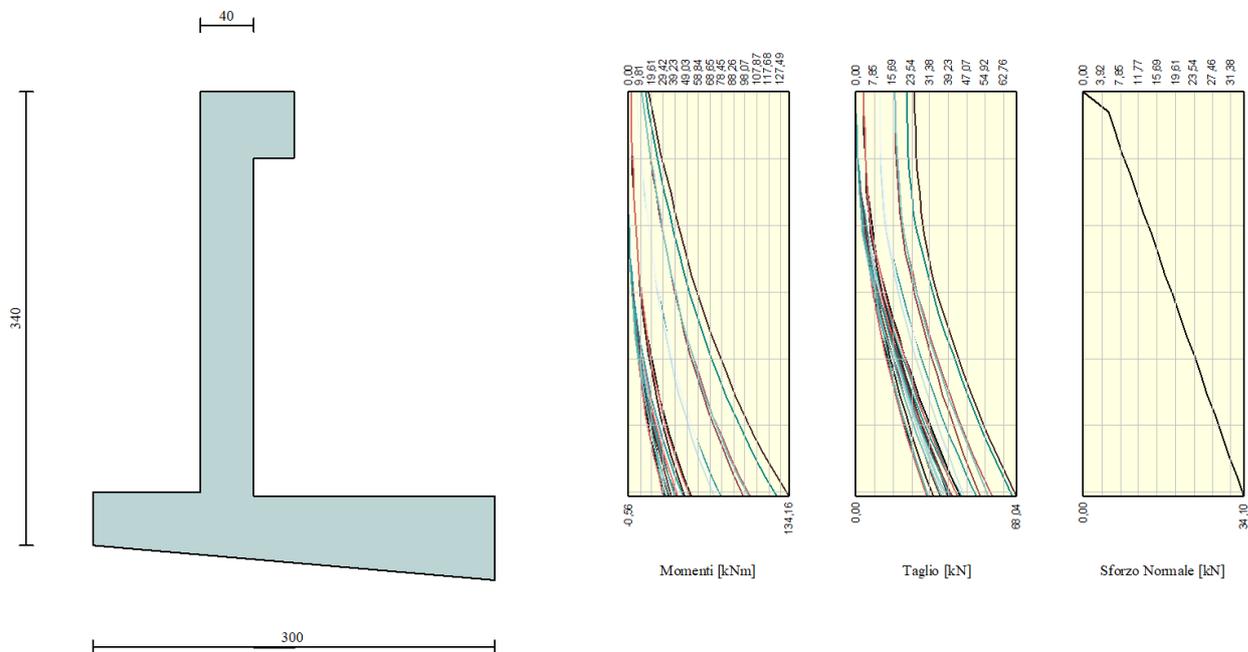
Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	1.11 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20

Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 3.25$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.63$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	50.0
Lunghezza del muro	10.00 [m]
Peso muro	56.0000 [kN]
Baricentro del muro	X=0.07 Y=-2.10
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1.80 Y = -3.00
Punto superiore superficie di spinta	X = 1.80 Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	3.00 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]

11. Sollecitazioni

Inviluppo Sollecitazioni



Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
 Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]
 Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]
 Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

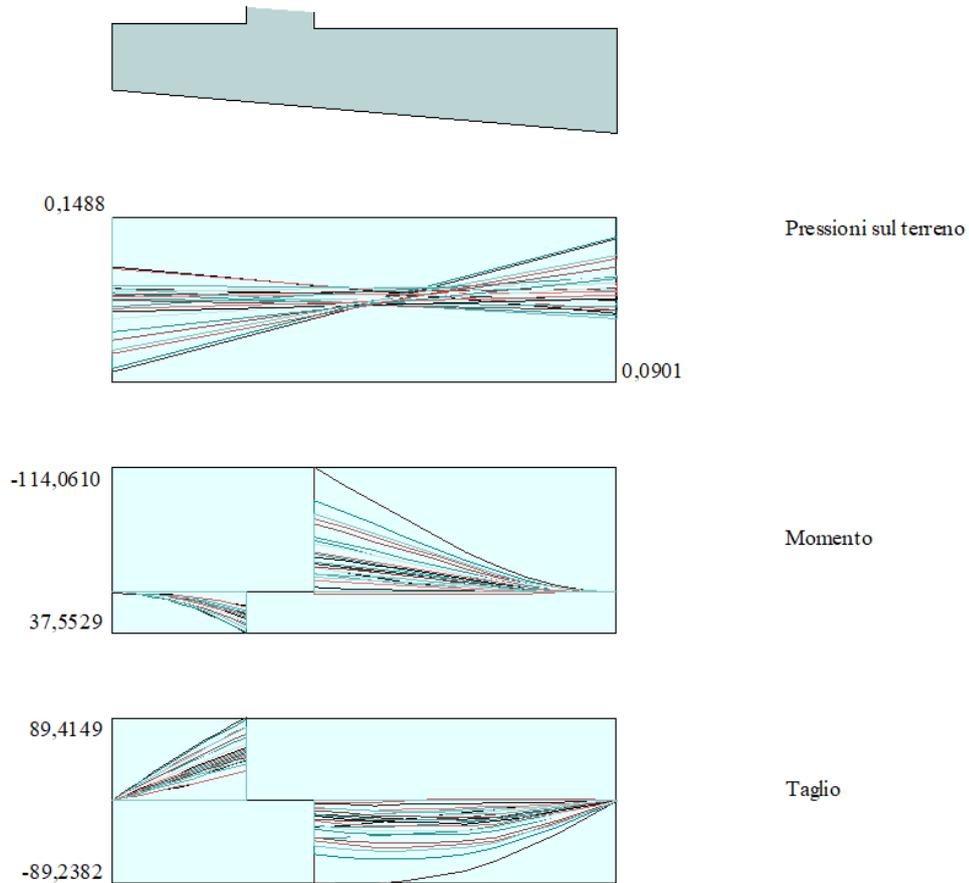
Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	16,5000	0,0000	25,0500
2	0,15	5,2675	5,2675	-0,5587	19,7427	0,0747	25,1267
3	0,30	6,7850	6,7850	-0,5323	23,5712	0,2990	25,3568
4	0,46	8,3025	8,3025	-0,4604	27,4462	0,6727	25,7402
5	0,61	9,8200	9,8200	-0,3205	31,3911	1,1959	26,2770
6	0,76	11,3375	11,3375	-0,0899	35,4291	1,8686	26,9673
7	0,91	12,8550	12,8550	0,2542	39,5834	2,6908	27,8109
8	1,06	14,3725	14,3725	0,7343	43,8796	3,6625	28,8797
9	1,21	15,8900	15,8900	1,3733	48,3767	4,7837	30,4942
10	1,37	17,4075	17,4075	2,1938	53,1573	6,0544	32,5562
11	1,52	18,9250	18,9250	3,2184	58,2694	7,4746	34,8550

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

12	1,67	20,4425	20,4425	4,4698	63,7464	9,0442	37,3636
13	1,82	21,9600	21,9600	5,9709	69,6192	10,7634	40,0695
14	1,97	23,4775	23,4775	7,7441	75,9169	12,6320	42,9633
15	2,12	24,9950	24,9950	9,8122	82,6677	14,6501	46,0381
16	2,28	26,5125	26,5125	12,1980	89,8984	16,8178	49,2887
17	2,43	28,0300	28,0300	14,9240	97,6354	19,1349	52,7112
18	2,58	29,5475	29,5475	18,0129	105,9047	21,6015	56,3023
19	2,73	31,0650	31,0650	21,4876	114,7316	24,2176	60,0595
20	2,88	32,5825	32,5825	25,3705	124,1411	26,9832	63,9809
21	3,03	34,1000	34,1000	29,6835	134,1569	29,8743	68,0391

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	11,0000	0,0000	16,7000
2	0,15	5,2675	5,2675	-0,5595	12,9788	0,0590	16,8146
3	0,30	6,7850	6,7850	-0,5386	15,5473	0,2360	17,0597
4	0,46	8,3025	8,3025	-0,4819	18,1630	0,5309	17,4353
5	0,61	9,8200	9,8200	-0,3715	20,8455	0,9439	17,9414
6	0,76	11,3375	11,3375	-0,1895	23,6148	1,4748	18,5780
7	0,91	12,8550	12,8550	0,0823	26,4908	2,1357	19,3583
8	1,06	14,3725	14,3725	0,4729	29,5057	3,0863	20,4590
9	1,21	15,8900	15,8900	1,0447	32,7285	4,5250	22,0997
10	1,37	17,4075	17,4075	1,8626	36,2311	6,2884	24,0994
11	1,52	18,9250	18,9250	2,9628	40,0534	8,2430	26,3106
12	1,67	20,4425	20,4425	4,3731	44,2260	10,3716	28,7142
13	1,82	21,9600	21,9600	6,1188	48,7772	12,6619	31,2967
14	1,97	23,4775	23,4775	8,2237	53,7331	15,1048	34,0480
15	2,12	24,9950	24,9950	10,7104	59,1189	17,6935	36,9605
16	2,28	26,5125	26,5125	13,6008	64,9585	20,4229	40,0287
17	2,43	28,0300	28,0300	16,9157	71,2752	23,2891	43,2482
18	2,58	29,5475	29,5475	20,6757	78,0917	26,2889	46,6154
19	2,73	31,0650	31,0650	24,9010	85,4303	29,4198	50,1277
20	2,88	32,5825	32,5825	29,6112	93,3127	32,6799	53,7827
21	3,03	34,1000	34,1000	34,8250	101,7596	36,0473	57,5566



Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,08	0,1137	0,4077	2,8545	10,1477
3	0,16	0,4587	1,6165	5,7839	20,0273
4	0,24	1,0411	3,6049	8,7884	29,6389
5	0,32	1,8669	6,3516	11,8678	38,9825
6	0,40	2,9419	9,8350	15,0222	48,0580
7	0,48	4,2724	14,0337	18,2515	56,8655
8	0,56	5,8642	18,9263	21,5559	65,4049

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

9	0,64	7,7233	24,4913	24,9352	73,6763
10	0,72	9,8558	30,7074	28,3895	81,6796
11	0,80	12,2677	37,5529	31,9188	89,4149

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,08	0,1713	0,3547	4,2905	8,8342
3	0,16	0,6876	1,4083	8,6241	17,4736
4	0,24	1,5523	3,1452	13,0009	25,9183
5	0,32	2,7689	5,5500	17,4209	34,1682
6	0,40	4,3408	8,6070	21,8840	42,2234
7	0,48	6,2715	12,3006	26,3903	50,0839
8	0,56	8,5644	16,6152	30,9397	57,7496
9	0,64	11,2230	21,5353	35,5323	65,2205
10	0,72	14,2507	27,0453	40,1680	72,4967
11	0,80	17,6511	33,1296	44,8469	79,5782

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,18	-1,6628	0,0935	-18,2497	0,9864
3	0,36	-6,4885	0,3361	-35,1425	1,6557
4	0,54	-14,2327	0,6706	-50,6784	2,0078
5	0,72	-24,6513	1,0399	-64,8574	2,0427
6	0,90	-37,3500	1,3869	-74,6794	1,7605
7	1,08	-51,3585	1,6546	-80,7445	1,1611
8	1,26	-66,3366	1,7859	-85,4527	0,2446
9	1,44	-82,0400	1,7236	-88,8039	-0,9891
10	1,62	-98,1310	1,4828	-89,2382	-1,3400
11	1,80	-114,0610	1,2402	-87,5356	-1,4080

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,18	-1,1432	-0,2697	-12,5361	-3,0334
3	0,36	-4,4533	-1,1051	-24,0766	-6,2851
4	0,54	-9,7510	-2,5455	-34,6216	-9,7550
5	0,72	-16,8573	-4,6300	-44,1709	-13,4432
6	0,90	-25,4428	-7,2481	-49,7247	-14,3497
7	1,08	-34,6025	-9,7130	-51,8829	-13,0744
8	1,26	-44,0609	-11,9680	-53,0454	-12,0174
9	1,44	-53,6391	-14,0524	-53,2124	-11,1786
10	1,62	-63,0857	-15,9334	-51,1838	-9,3581
11	1,80	-71,9875	-17,4164	-47,5597	-7,1559

Armature

Parapetto	<i>Anteriore</i>	<i>Posteriore</i>
	Φ20/20	Φ20/20
Soletta	<i>Superiore</i>	<i>Inferiore</i>
	Φ20/20	Φ20/20