

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**
OS13 - OPERA DI SOSTEGNO
SVINCOLO COGOLLO DEL CENGIO_5 DA P.K.0+000.000 A P.K.0+132.500
RELAZIONE DI CALCOLO

Progressivo Rev.
08 03 11 003 02

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA:
00	MARZO 2017	PRIMA EMISSIONE	TECHNITAL - REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	NOME FILE: J16L1_08_03_11_003_0101_OPD_02.dwg
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER ADEGUAMENTO CARTIGLIO	TECHNITAL - REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	CM. PROGR. FG. LIV. REV. J16L1_08_03_11_003_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	4
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
Calcestruzzo	6
Acciaio d’armatura B450C	6
Acciaio da carpenteria (paratia di micropali)	6
Acciaio da precompressione in trefoli	6
4. TERRENI	8
Geometria profilo terreno Tipologia 2 (3m)	9
Geometria profilo terreno Tipologia 3 (4m)	9
5. GEOMETRIA DEI MURI	11
Tipologia 2	11
Tipologia 3	11
Paratia	12
6. METODI DI CALCOLO	13
Calcolo della spinta sul muro	13
<i>Valori caratteristici e valori di calcolo</i>	13
<i>Metodo di Culmann</i>	13
<i>Spinta in presenza di sisma</i>	14
Verifica a ribaltamento	16
Verifica a scorrimento	17
Verifica al carico limite	18
Verifica alla stabilità globale	19
7. CONDIZIONI DI CARICO	21
8. IMPOSTAZIONI DI ANALISI	25
9. DESCRIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO	27
10. ANALISI DELLA SPINTA	35
Sollecitazioni Tipologia 2	37
<i>Inviluppo Sollecitazioni</i>	37
Armature	43
Sollecitazioni Tipologia 3	44

<i>Inviluppo Sollecitazioni</i>	44
Armature	50
11. GEOMETRIA DELLA PARATIA	51
Tipologia	51
Geometria cordoli	52
Descrizione tiranti di ancoraggio	52
12. METODI DI CALCOLO	54
CALCOLO DELLA PROFONDITA' DI INFISSIONE	54
Calcolo della spinte	55
<i>Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)</i>	<i>55</i>
Spinta in presenza di falda	56
Spinta in presenza di sisma	57
Tiranti di ancoraggio	57
Calcolo della lunghezza di ancoraggio	58
Calcolo del fattore di sicurezza FS	59
Analisi ad elementi finiti	60
Schematizzazione del terreno	60
Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno	61
Analisi per fasi di scavo	62
Verifica alla stabilità globale	63
Verifica a sifonamento	64
Verifica a sollevamento del fondo scavo	65
13. Combinazioni di carico	72
14. impostazioni di analisi	74
15. Impostazioni analisi sismica	76
16. Paratia	77

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 $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$

Acciaio da carpenteria (paratia di micropali)

- Classe acciaio S355
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
- Resistenza di progetto $f_{yd} = 338 \text{ MPa}$
- Modulo elastico $E_a = 200.000 \text{ MPa}$

Acciaio da precompressione in trefoli

- Tensione caratteristica di rottura:
 - Allo stato limite ultimo: $f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$
 - Tensione caratteristica all'1% di def.: $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo $f_{p(1)d} = 1450 \text{ MPa}$

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

Malta utilizzata per i tiranti

Classe di Resistenza	C25/30	
Resistenza caratteristica a compressione R_{bk}	30.0	[N/mm ²]
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c0}	0.600	[N/mm ²]
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c1}	1.829	[N/mm ²]

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/mmq]
<i>c_a</i>	Adesione terra-muro espressa in [N/mmq]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
C	20.00	22.00	32.00	21.33	0.0000	0.0000
Depositi Glaciali	20.00	20.00	38.00	25.33	0.0000	0.0000

Falda assente

Geometria profilo terreno Tipologia 2 (3m)

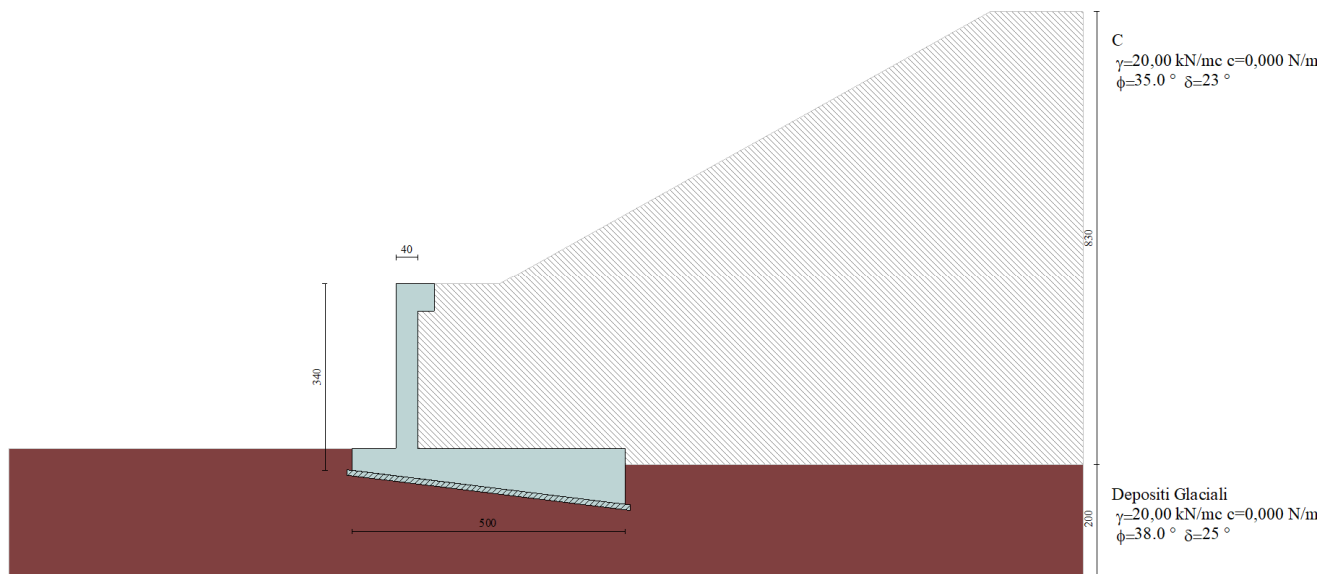


Figura 2 - Sezione stratigrafica.

Geometria profilo terreno Tipologia 3 (4m)

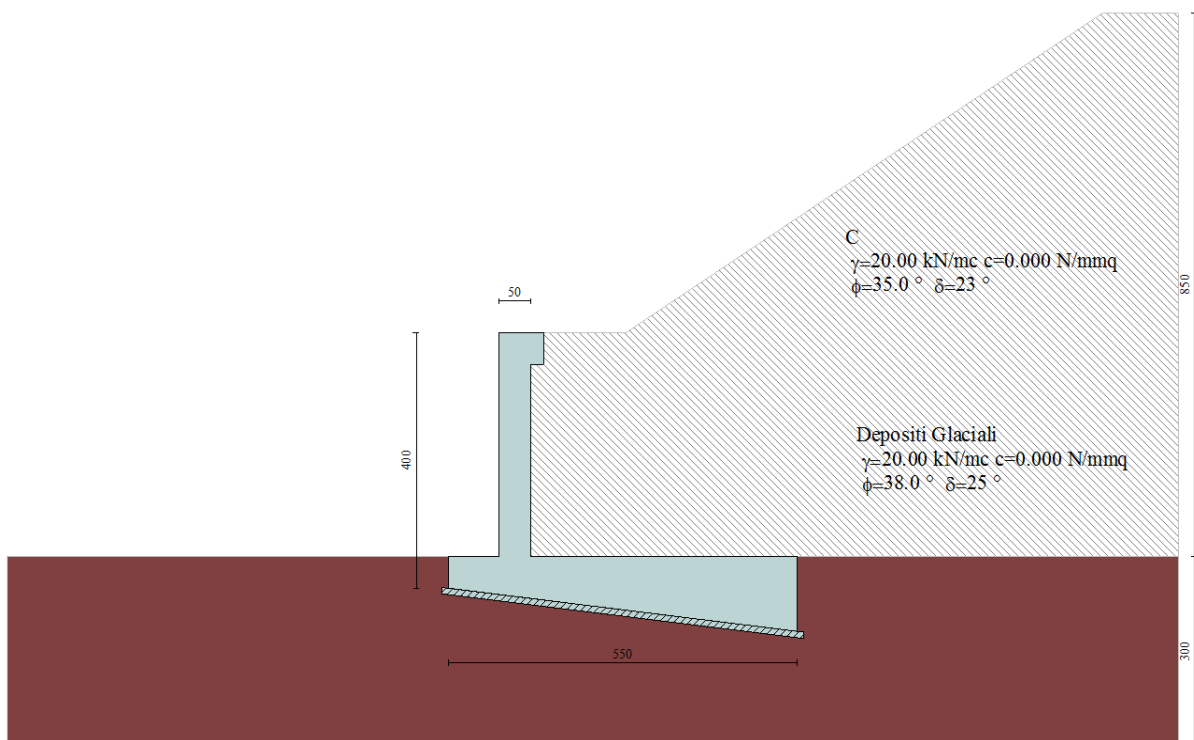


Figura 3 - Sezione stratigrafica.

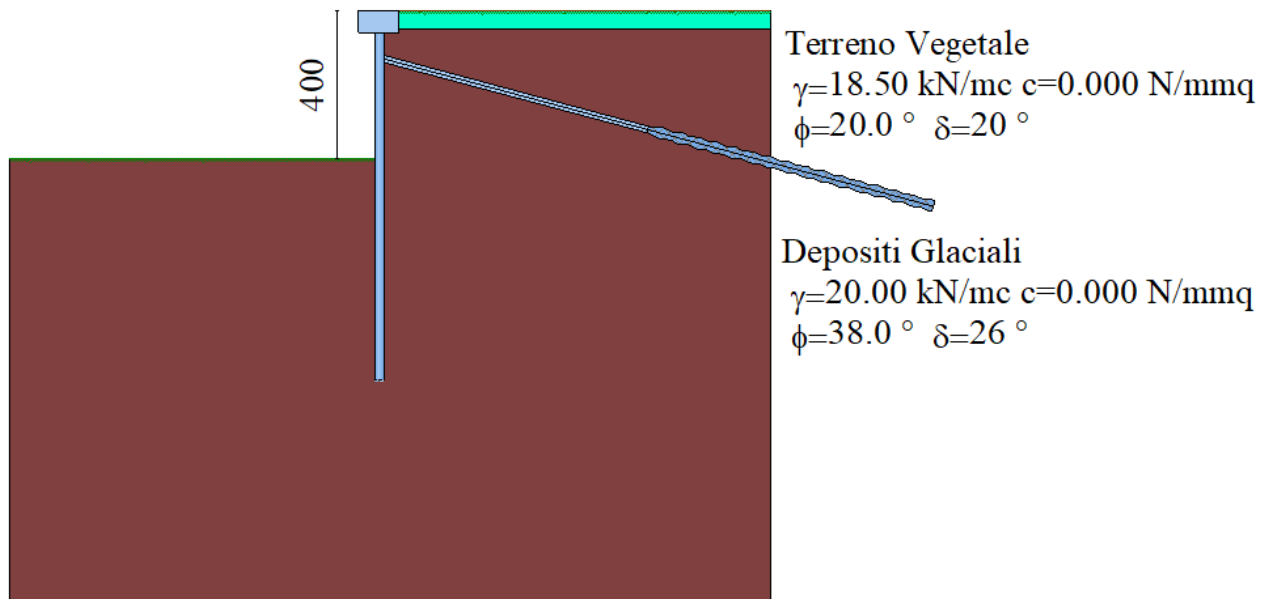


Figura 4 - Sezione stratigrafica.

5. GEOMETRIA DEI MURI

Tipologia 2

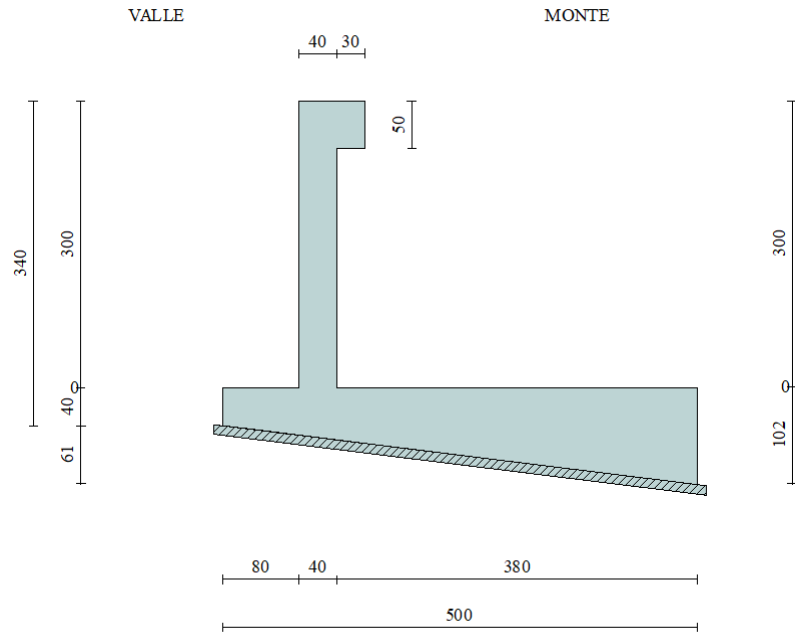


Figura 5 - Sezione trasversale.

Tipologia 3

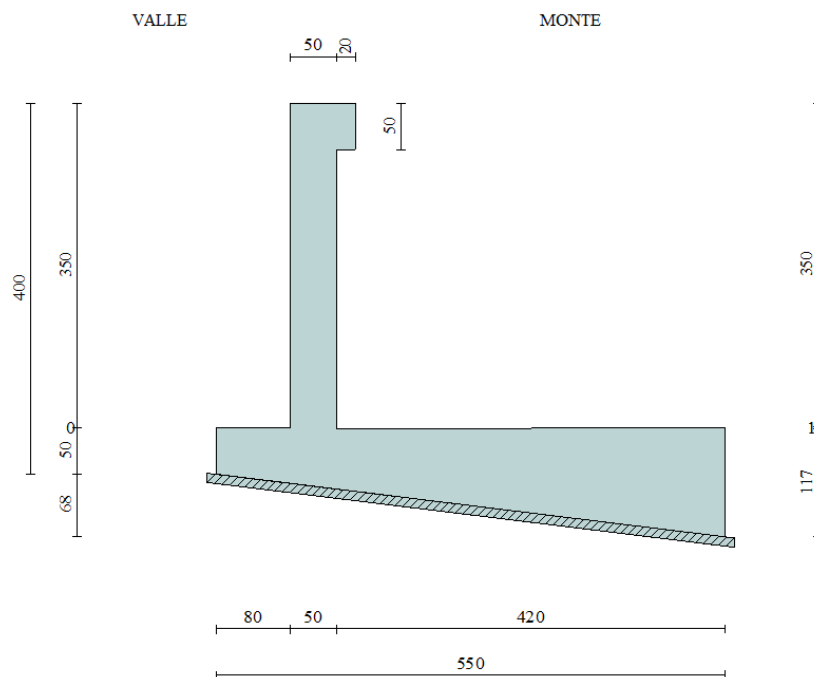


Figura 6 - Sezione trasversale. Tipologia 3

Paratia

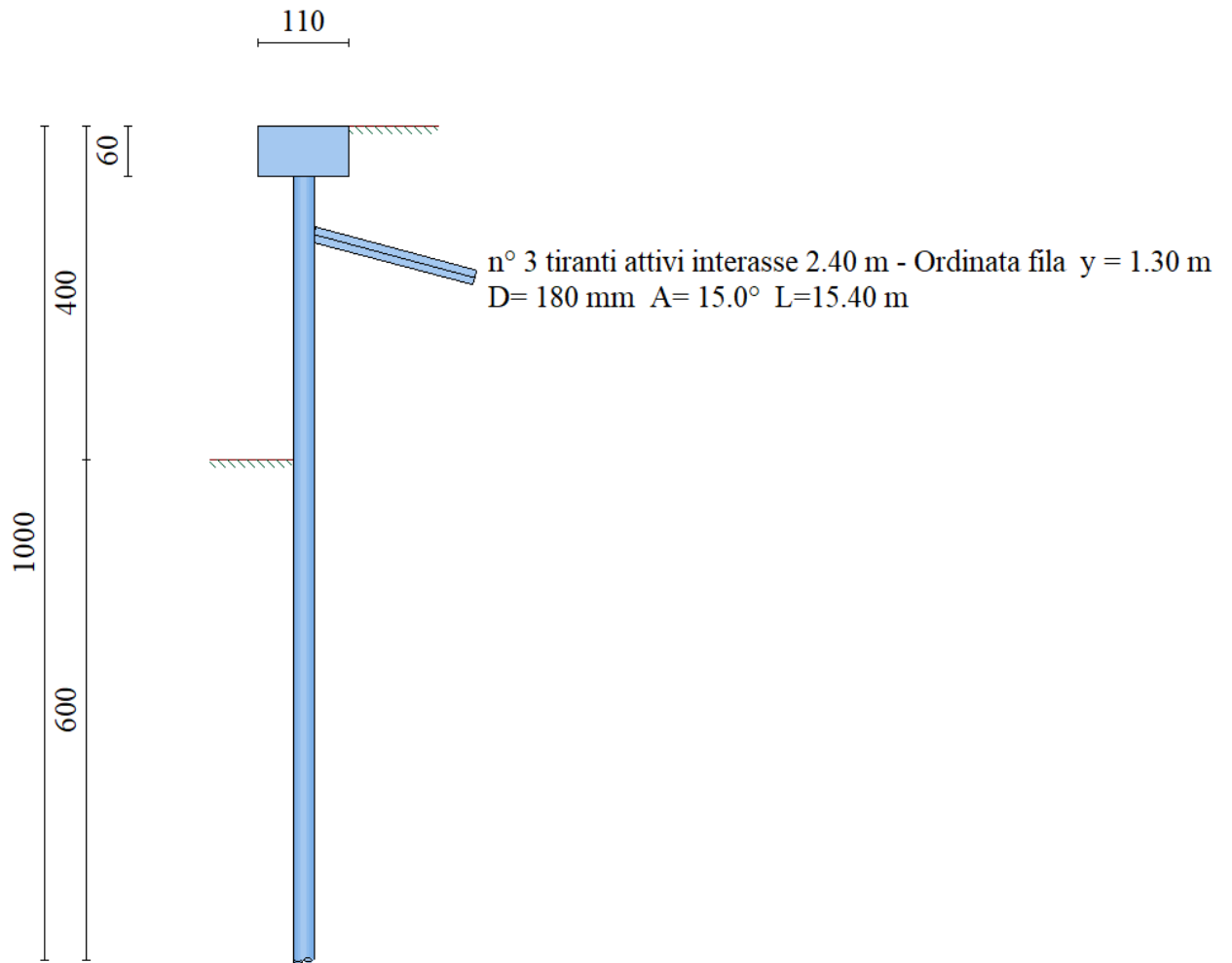


Figura 7 - Sezione trasversale.

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 p 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

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

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 terra-muro 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:

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

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

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

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg}(1.4 \cdot \phi)$$

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:

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

dove il termine m è espresso da

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

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 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

Calcolo della pressione del vento.

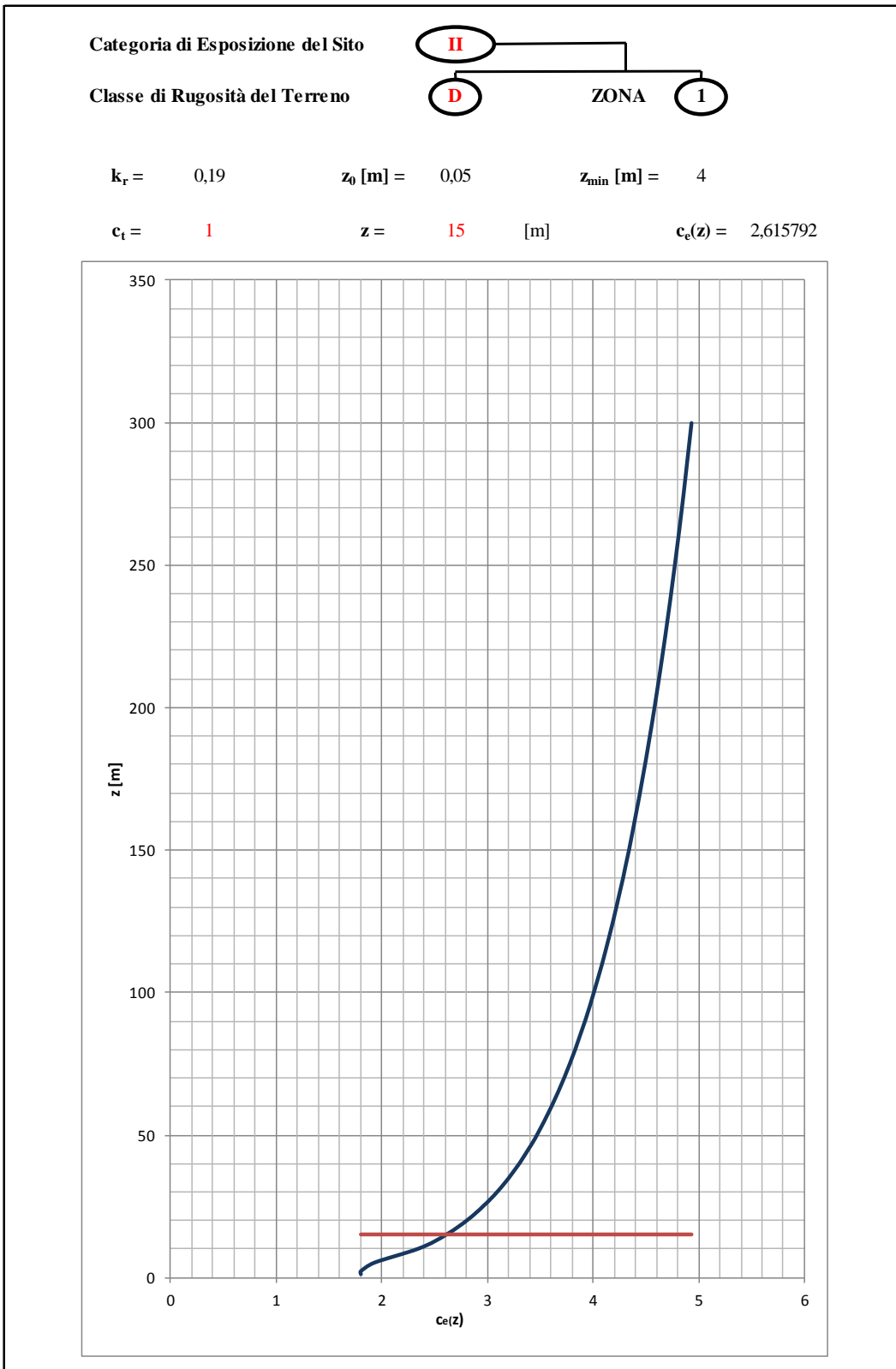
$$v_{b,0} = 25 \quad [\text{m/s}]$$

$$v_b = 25 \quad [\text{m/s}]$$

$$a_0 = 1000 \quad [\text{m}]$$

$$k_a = 0,010 \quad [1/\text{s}]$$

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



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

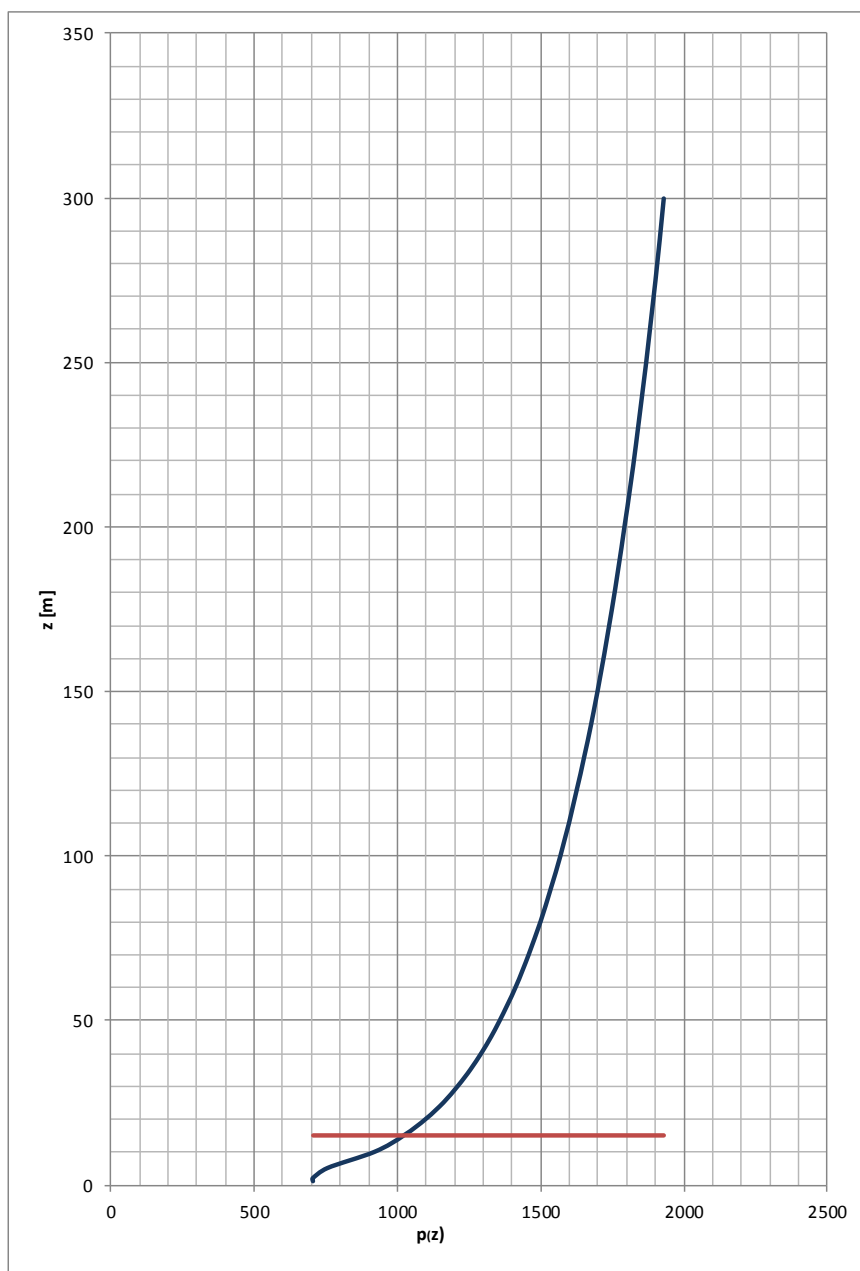
Coefficiente Dinamico $c_d = 1$	Coefficiente di Forma $c_p = 1$	Coefficiente di Attrito $c_f = 0,02$
------------------------------------	------------------------------------	---

PRESSIONE DEL VENTO

$$p(z) = 1023,29 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

AZIONE TANGENZIALE DEL VENTO

$$p_f(z) = 20,47 \text{ [N/m}^2\text{]}$$



Condizione n° 1 (Vento su BA)

C Paramento **X**=-0.20 **Y**=0.00 **F_x**=3.3000 **F_y**=0.0000 **M**=5.0000

Carico del Vento sulla Barriera Antirumore:

Pressione del Vento $p = 110 \text{ kg/mq}$

Altezza Barrira Antirmore $h = 3\text{m}$ da cui $T = 330 \text{ kg}$, ed $M = 500 \text{ kg}$

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
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>		
	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
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
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	$\gamma * \Psi$
--	------------	----------------------------	--------------------------	-----------------------------------

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

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
Vento su BA	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
Vento su BA	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
Vento su BA	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
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento su BA	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 9 - 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° 10 - 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° 11 - 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° 12 - 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° 13 - 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° 14 - 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° 15 - 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° 16 - 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° 17 - 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

Combinazione n° 18 - Quasi Permanente (SLE)

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

Combinazione n° 19 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Vento su BA	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 20 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Vento su BA	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

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

Combinazione n° 22 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

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

Combinazione n° 23 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Vento su BA	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 24 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Vento su BA	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 25 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

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

Combinazione n° 26 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Vento su BA	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)	$k_v=0.50 * k_h = 4.62$

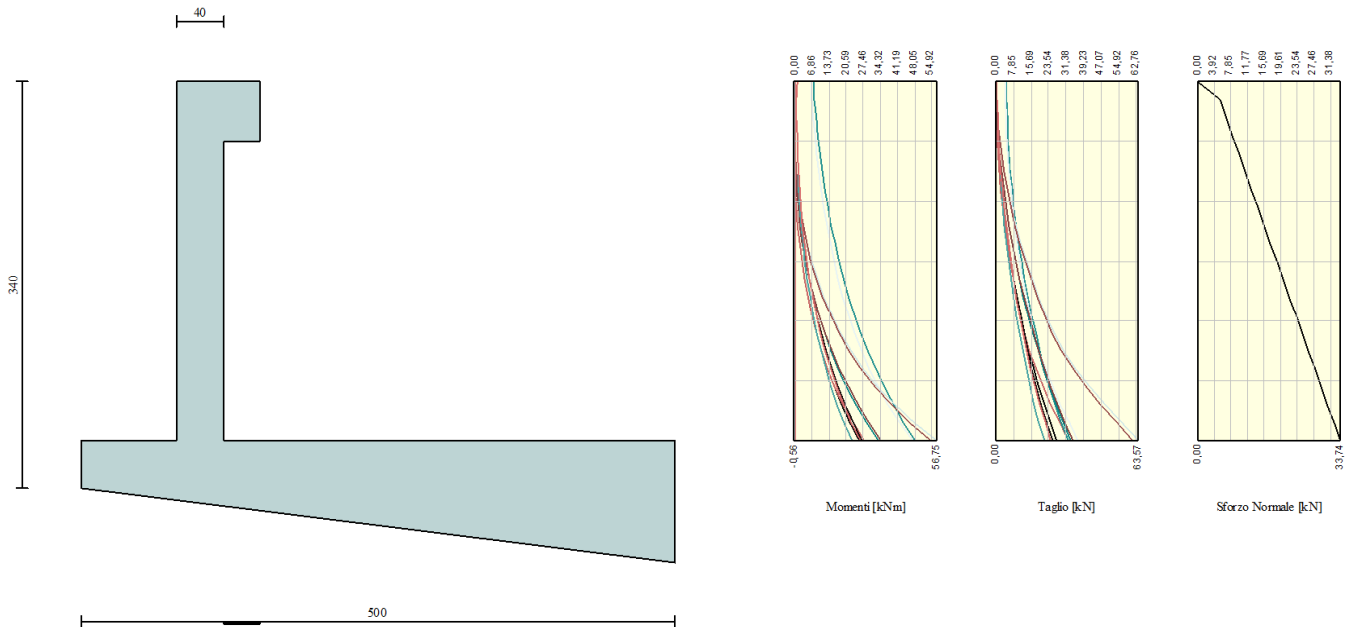
Combinazioni SLE

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 [°]

Sollecitazioni Tipologia 2

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	7,5000	0,0000	4,9500
2	0,15	5,2496	5,2496	-0,5592	7,6831	0,0651	5,0156
3	0,30	6,7491	6,7491	-0,5365	8,4483	0,2605	5,2124
4	0,45	8,2487	8,2487	-0,4746	9,2529	0,5860	5,5404
5	0,60	9,7482	9,7482	-0,3542	10,1165	1,0419	5,9997

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

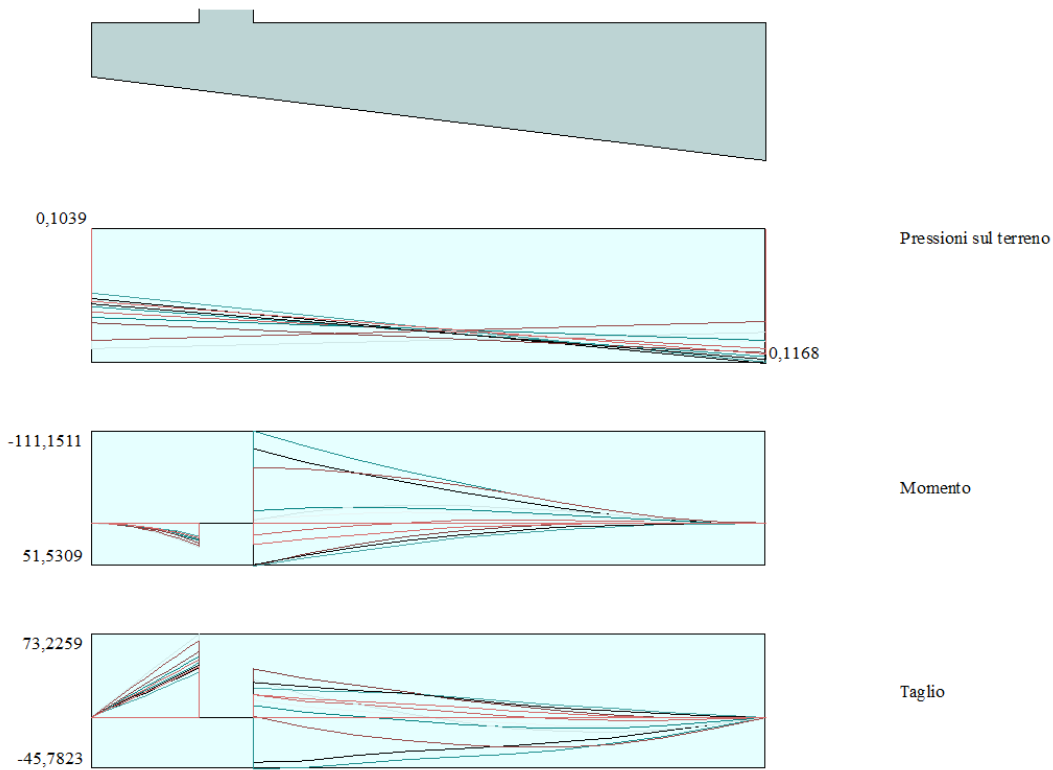
6	0,75	11,2478	11,2478	-0,1556	11,0588	1,6279	6,5901
7	0,90	12,7473	12,7473	0,1405	12,0995	2,3442	7,3118
8	1,05	14,2469	14,2469	0,5539	13,2582	3,1907	8,1646
9	1,20	15,7465	15,7465	1,1040	14,5547	4,1674	9,1487
10	1,35	17,2460	17,2460	1,8103	16,0086	5,2744	11,1634
11	1,50	18,7456	18,7456	2,6924	17,6396	6,5116	13,6280
12	1,65	20,2451	20,2451	3,7697	19,4673	7,8791	16,3374
13	1,80	21,7447	21,7447	5,0619	21,5114	9,3768	19,2916
14	1,95	23,2442	23,2442	6,5884	23,7916	11,0047	22,4907
15	2,10	24,7438	24,7438	8,3692	26,3277	12,7825	25,9716
16	2,25	26,2434	26,2434	10,4413	29,1392	14,7610	30,1868
17	2,40	27,7429	27,7429	12,8693	32,2458	16,7956	35,5975
18	2,55	29,2425	29,2425	15,5505	35,6693	18,9993	41,8633
19	2,70	30,7420	30,7420	18,5803	39,9629	21,4557	48,6593
20	2,85	32,2416	32,2416	21,9991	47,7985	24,1863	55,9225
21	3,00	33,7411	33,7411	25,8453	56,7545	27,1350	63,5678

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,0000	0,0000	1,0000	1,0000	0,6600	0,6600
2	0,15	5,2496	5,2496	0,5390	0,5430	0,7105	0,7658
3	0,30	6,7491	6,7491	0,6556	0,6729	0,8619	0,9855
4	0,45	8,2487	8,2487	0,8025	0,8442	1,1142	1,3191
5	0,60	9,7482	9,7482	0,9948	1,0742	1,4674	1,7667
6	0,75	11,2478	11,2478	1,2477	1,3798	1,9216	2,3283
7	0,90	12,7473	12,7473	1,5762	1,7782	2,4767	3,0038
8	1,05	14,2469	14,2469	1,9955	2,2864	3,1328	3,7933
9	1,20	15,7465	15,7465	2,5208	2,9215	3,8897	4,6967
10	1,35	17,2460	17,2460	3,1671	3,7007	4,7477	5,7141
11	1,50	18,7456	18,7456	3,9497	4,6409	5,7065	6,8455
12	1,65	20,2451	20,2451	4,8836	5,7594	6,7662	8,0908

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

13	1,80	21,7447	21,7447	5,9840	7,0731	7,9269	9,4500
14	1,95	23,2442	23,2442	7,2660	8,5993	9,1886	10,9232
15	2,10	24,7438	24,7438	8,7448	10,3548	10,5511	12,5104
16	2,25	26,2434	26,2434	10,4355	12,3570	12,0146	14,2115
17	2,40	27,7429	27,7429	12,3532	14,6227	13,5797	16,0273
18	2,55	29,2425	29,2425	14,5146	17,1710	15,2748	17,9900
19	2,70	30,7420	30,7420	16,9442	20,0293	17,1644	20,1721
20	2,85	32,2416	32,2416	19,6730	23,2328	19,2648	22,5924
21	3,00	33,7411	33,7411	22,7306	26,8148	21,5331	25,2021



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	0,1647	0,3000	4,1249	7,4937
3	0,16	0,6614	1,1980	8,3018	14,9493
4	0,24	1,4943	2,6909	12,5307	22,3669
5	0,32	2,6677	4,7757	16,8117	29,7465
6	0,40	4,1856	7,4493	21,1445	37,0881

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

7	0,48	6,0522	10,7087	25,5294	44,3917
8	0,56	8,2717	14,5510	29,9663	51,6573
9	0,64	10,8482	18,9729	34,4552	58,8848
10	0,72	13,7859	23,9715	38,9961	66,0744
11	0,80	17,0890	29,5438	43,5889	73,2259

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,08	0,1470	0,1762	3,6852	4,4117
3	0,16	0,5912	0,7070	7,4281	8,8650
4	0,24	1,3371	1,5957	11,2285	13,3599
5	0,32	2,3893	2,8457	15,0865	17,8963
6	0,40	3,7524	4,4602	19,0021	22,4744
7	0,48	5,4311	6,4427	22,9753	27,0939
8	0,56	7,4300	8,7964	27,0061	31,7551
9	0,64	9,7536	11,5246	31,0944	36,4578
10	0,72	12,4067	14,6307	35,2404	41,2021
11	0,80	15,3936	18,1181	39,4439	45,9880

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]

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

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,38	-2,0726	-0,1679	-10,4831	-0,6669
3	0,76	-7,6438	-0,3421	-18,4137	-0,0334
4	1,14	-15,7437	-0,0286	-23,7918	1,9004
5	1,52	-25,4023	1,2669	-28,5648	5,1345
6	1,90	-35,9252	4,0384	-32,5410	9,6690
7	2,28	-48,8459	8,7800	-35,2513	15,5038
8	2,66	-62,6682	15,8996	-37,6315	21,9190
9	3,04	-77,5496	25,3999	-40,8286	28,0322
10	3,42	-93,8018	37,1655	-44,8456	33,8414
11	3,80	-111,1511	51,5309	-45,7823	42,3465

Inviluppo combinazioni SLE

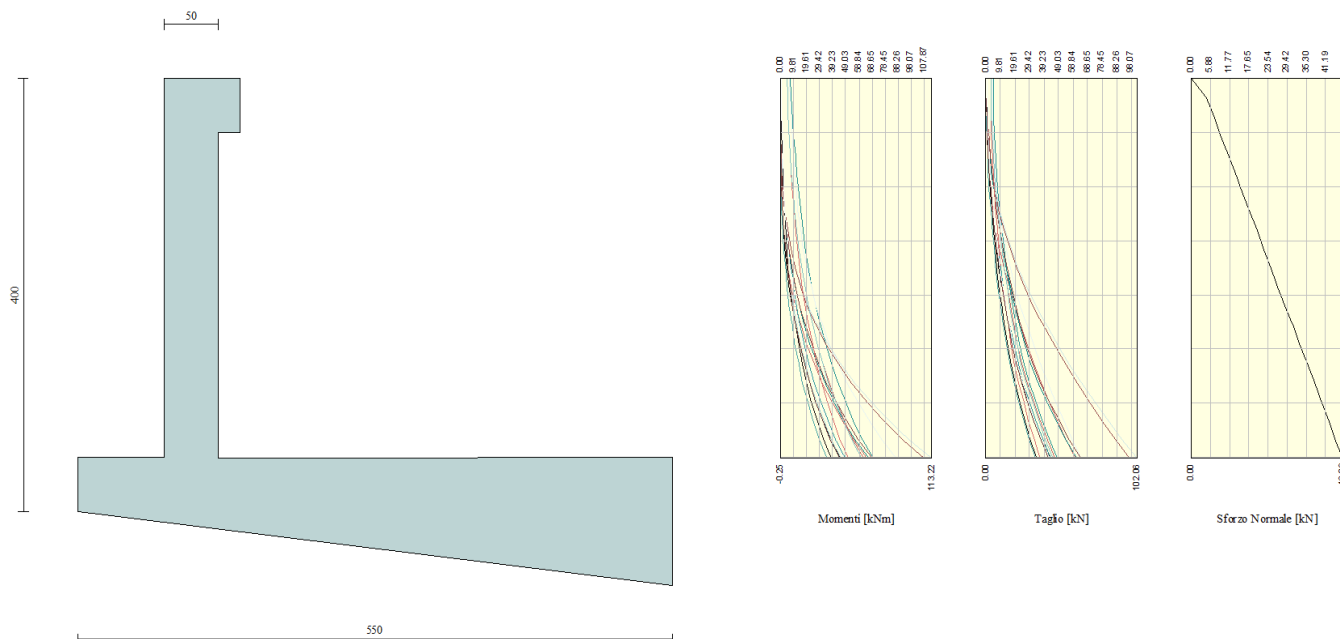
Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,38	-0,0964	0,3923	-0,3867	2,1153
3	0,76	-0,2022	1,6462	-0,0495	4,5348
4	1,14	-0,0423	3,8773	1,0117	7,2585
5	1,52	0,6584	7,2011	2,7967	10,2862
6	1,90	2,1749	11,7333	5,3057	13,6181
7	2,28	4,7824	17,5895	8,5386	17,2542
8	2,66	8,6695	24,7987	11,7753	20,4744
9	3,04	13,6201	32,9853	14,1338	23,8300
10	3,42	19,2997	41,6553	15,6117	26,2573
11	3,80	25,8235	50,7645	19,2091	30,7457

Armature

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

Sollecitazioni Tipologia 3

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	7.5000	0.0000	4.9500
2	0.18	4.6946	4.6946	-0.2448	8.1243	0.0893	5.0399
3	0.35	6.8892	6.8892	-0.2082	9.0302	0.3570	5.3097
4	0.53	9.0839	9.0839	-0.1090	9.9993	0.8033	5.7594
5	0.70	11.2785	11.2785	0.0843	11.0631	1.4282	6.3889

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

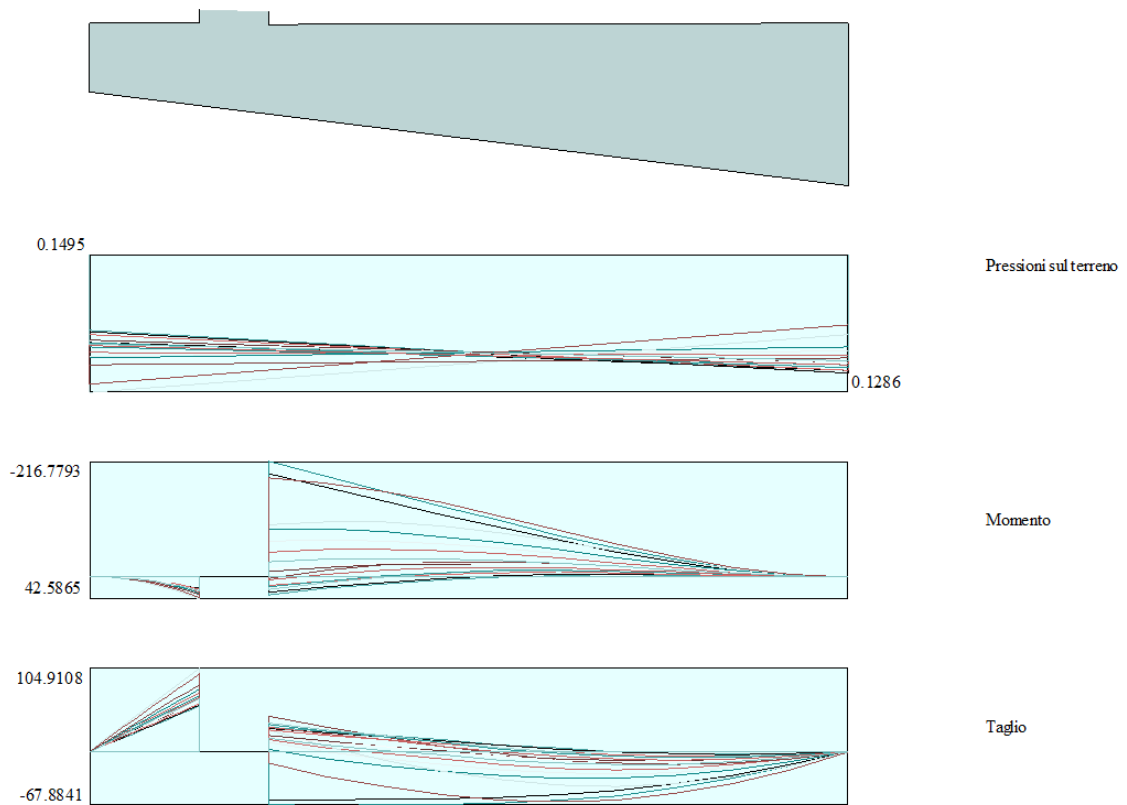
6	0.88	13.4731	13.4731	0.4030	12.2532	2.2315	7.1983
7	1.05	15.6677	15.6677	0.8791	13.6012	3.2375	8.1875
8	1.23	17.8623	17.8623	1.5552	15.1387	4.4066	9.3566
9	1.40	20.0570	20.0570	2.4447	16.8972	5.7555	12.8498
10	1.58	22.2516	22.2516	3.5867	18.9083	7.2843	17.2322
11	1.76	24.4462	24.4462	5.0130	21.2037	8.9930	22.2246
12	1.93	26.6408	26.6408	6.7550	23.8148	10.8815	27.8084
13	2.11	28.8354	28.8354	8.8445	27.0087	12.9499	33.9670
14	2.28	31.0301	31.0301	11.3128	31.5089	15.1986	40.6837
15	2.46	33.2247	33.2247	14.1933	36.7411	17.6678	47.9436
16	2.63	35.4193	35.4193	17.5462	44.8056	20.6382	55.7329
17	2.81	37.6139	37.6139	21.4800	55.3122	24.2720	64.0383
18	2.98	39.8085	39.8085	26.1000	67.3214	28.4372	72.8468
19	3.16	42.0032	42.0032	31.4920	80.9204	33.0586	82.1471
20	3.34	44.1978	44.1978	37.7334	96.1946	38.1106	91.9283
21	3.51	46.3924	46.3924	44.8946	113.2231	43.4838	102.0582

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	5.0000	0.0000	3.3000
2	0.18	4.6946	4.6946	-0.2460	5.3407	0.0692	3.4577
3	0.35	6.8892	6.8892	-0.2176	5.9743	0.2767	3.7882
4	0.53	9.0839	9.0839	-0.1407	6.6810	0.6226	4.2914
5	0.70	11.2785	11.2785	0.0091	7.4913	1.1068	4.9674
6	0.88	13.4731	13.4731	0.2561	8.4353	1.7294	5.8160
7	1.05	15.6677	15.6677	0.6245	9.5436	2.4904	6.8374
8	1.23	17.8623	17.8623	1.1386	10.8463	3.3897	8.0315
9	1.40	20.0570	20.0570	1.8228	12.3739	4.4273	9.3983
10	1.58	22.2516	22.2516	2.7013	14.1566	5.6033	10.9379
11	1.76	24.4462	24.4462	3.7985	16.2247	6.9177	12.6502
12	1.93	26.6408	26.6408	5.1385	18.6087	8.3704	14.5352

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

13	2.11	28.8354	28.8354	6.7457	21.3387	9.9615	16.5930
14	2.28	31.0301	31.0301	8.6445	24.4452	11.6912	18.8238
15	2.46	33.2247	33.2247	10.8602	27.9600	13.5906	21.2664
16	2.63	35.4193	35.4193	13.4394	31.9411	15.8755	24.1905
17	2.81	37.6139	37.6139	16.4654	36.4925	18.6707	27.7515
18	2.98	39.8085	39.8085	20.0192	41.7154	21.8747	31.8229
19	3.16	42.0032	42.0032	24.1669	47.6923	25.4297	36.3324
20	3.34	44.1978	44.1978	28.9680	54.4974	29.3158	41.2554
21	3.51	46.3924	46.3924	34.4766	62.1983	33.4491	46.4869



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	0.2628	0.4371	6.5725	10.9111
3	0.16	1.0521	1.7433	13.1618	21.7288
4	0.24	2.3691	3.9112	19.7679	32.4532

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

5	0.32	4.2154	6.9333	26.3908	43.0843
6	0.40	6.5921	10.8022	33.0304	53.6221
7	0.48	9.5007	15.5104	39.6868	64.0665
8	0.56	12.9424	21.0503	46.3600	74.4176
9	0.64	16.9187	27.4147	53.0499	84.6753
10	0.72	21.4309	34.5959	59.7566	94.8397
11	0.80	26.4802	42.5865	66.4801	104.9108

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.08	0.2243	0.2772	5.6129	6.9316
3	0.16	0.8990	1.1092	11.2601	13.8668
4	0.24	2.0268	2.4960	16.9417	20.8055
5	0.32	3.6106	4.4381	22.6577	27.7479
6	0.40	5.6530	6.9358	28.4080	34.6938
7	0.48	8.1568	9.9892	34.1927	41.6432
8	0.56	11.1247	13.5988	40.0118	48.5962
9	0.64	14.5596	17.7647	45.8653	55.5529
10	0.72	18.4641	22.4873	51.7532	62.5130
11	0.80	22.8410	27.7669	57.6754	69.4768

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

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

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.42	-4.8873	-1.8741	-22.4494	-8.3977
3	0.84	-18.1657	-6.6117	-39.9572	-13.6355
4	1.26	-37.7595	-12.8856	-52.5233	-15.7136
5	1.68	-61.5934	-19.3687	-60.1478	-14.6318
6	2.10	-87.5919	-24.7339	-62.8306	-10.3902
7	2.52	-113.6793	-27.6541	-65.1423	-2.9887
8	2.94	-137.8111	-26.8328	-66.1442	7.1885
9	3.36	-160.0028	-21.4896	-66.9645	18.3896
10	3.78	-188.3175	-11.2724	-67.8841	30.3985
11	4.20	-216.7793	4.3582	-66.3028	45.2153

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.42	-1.6440	-0.4728	-7.4446	-2.0169
3	0.84	-5.9310	-1.4974	-12.5858	-2.6283
4	1.26	-11.8936	-2.4837	-15.4237	-1.8341
5	1.68	-18.5645	-2.8413	-15.9584	0.3657
6	2.10	-24.9762	-1.9797	-14.1896	3.9711
7	2.52	-30.1613	0.6913	-10.1176	8.9821
8	2.94	-33.1832	5.7313	-4.1263	15.0147
9	3.36	-33.6212	13.1841	2.0324	20.3169
10	3.78	-31.4828	22.6650	8.1424	26.4334
11	4.20	-26.5884	33.9766	16.2037	35.0728

Armature

Parapetto	<i>Anteriore</i>	<i>Posteriore</i>
	Φ20/10	Φ20/10
Soletta	<i>Superiore</i>	<i>Inferiore</i>
	Φ20/20	Φ20/10

11. GEOMETRIA DELLA PARATIA

Tipologia

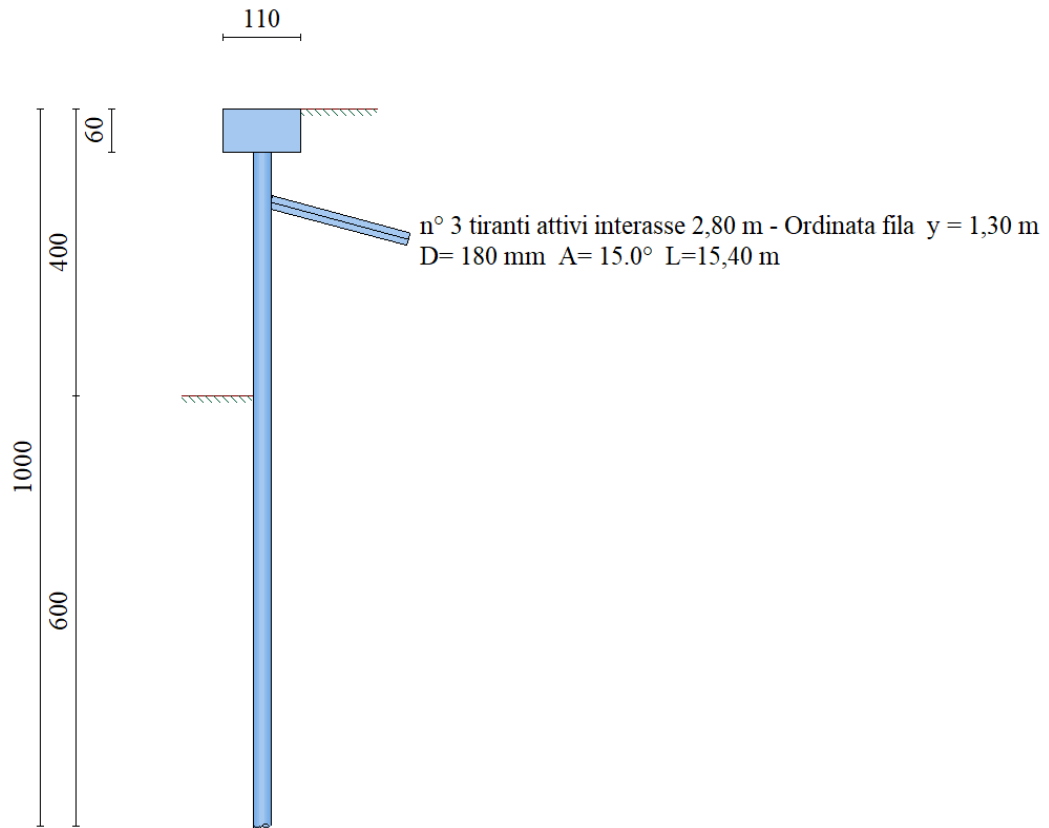


Figura - Sezione trasversale.

Geometria cordoli

Simbologia adottata

- n° numero d'ordine del cordolo
Y posizione del cordolo sull'asse della paratia espresso in [m]

Cordoli in calcestruzzo

- B Base della sezione del cordolo espresso in [cm]
H Altezza della sezione del cordolo espresso in [cm]

Cordoli in acciaio

- A Area della sezione in acciaio del cordolo espresso in [cmq]
W Modulo di resistenza della sezione del cordolo espresso in [cm³]

n°	Y	Tipo	B	H	A	W
1	0.00	Calcestruzzo	150.00	120.00	--	--
N	1.30	Acciaio	--	--	156.20	1140.00

I cordoli in acciaio sono costituiti da due profilati [HEB 200](#).

Descrizione tiranti di ancoraggio

La realizzazione dei tiranti deve essere prevista attraverso la metodologia [IRS](#) (Iniezione Ripetuta Selettiva).

Per il calcolo dei tiranti è stato utilizzato il metodo di BUSTAMANTE-DOIX

Simbologia adottata - Caratteristiche geometriche

- N numero d'ordine della fila
Y ordinata della fila espressa in [m] misurata dalla testa della paratia
I interasse tra le file di tiranti espressa in [m]
alfa inclinazione dei tiranti della fila rispetto all'orizzontale espressa in [°]
D diametro della perforazione espresso in [cm]

Cesp coeff. di espansione laterale
ALL allineamento dei tiranti della fila (CENTRATI o SFALSATI)
nr numero di tiranti della fila
Lt lunghezza totale del tirante espresso in [m]
Lf lunghezza di fondazione del tirante espresso in [m]

Simbologia adottata - Caratteristiche armatura e di interazione con il terreno

N numero d'ordine della fila
At area del singolo trefolo espressa in [cmq]
nt numero di trefoli del tirante
T tiro iniziale espresso in [kN]

Caratteristiche geometriche

N	Y	I	Alfa	D	Cesp	ALL	nr	Lt	Lf
1	1.30	2.80	15.00	18.00	1.20	Centrati	3	Var	8.00

Caratteristiche armatura e di interazione con il terreno

N	At	nt	T
1	1.39	5	350.00

12. METODI DI CALCOLO

CALCOLO DELLA PROFONDITA' DI INFISSIONE

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la contropinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la contropinta sarà assente.

Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, contropinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

- K_{am} diagramma della spinta attiva agente da monte
- K_{av} diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata
- K_{pm} diagramma della spinta passiva agente da monte
- K_{pv} diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} - K_{av} \quad \text{e} \quad D_v = K_{pv} - K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione si può agire con tre modalità :

1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su $\tan(\phi)$ e sulla coesione

Calcolo della spinte

Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

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 valore della 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).

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 nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

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

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione esercitata dall'acqua.

Il regime di filtrazione della falda può essere *idrostatico o idrodinamico*.

Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota h al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

Nell'ipotesi di regime idrodinamico la falda viene considerata idrodinamica, la pressione in un punto a profondità h_m dalla linea freatica se calcolata da monte risulterà pari a:

$$\gamma_w \times h_m \times (1-i)$$

oppure, se calcolata da valle, la pressione in un punto a profondità h_v dalla linea freatica da valle risulterà pari a:

$$\gamma_w \times h_v \times (1+i).$$

Il valore della pressione al piede della paratia in regime idrodinamico coincide sia se calcolata da monte che da valle.

i rappresenta il gradiente idraulico nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

Spinta in presenza di sisma

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

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con W il peso del cuneo e con C il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W \cdot C$$

Indicando con S la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a $2/3$ dell'altezza della parete stessa (diagramma triangolare con vertice in basso).

Tiranti di ancoraggio

Le paratie possono essere tirantate, con tiranti attivi o con tiranti passivi, realizzati entrambi tramite perforazione e iniezione del foro con malta in pressione previa sistemazione delle armature opportune.

I tiranti attivi, contrariamente ai tiranti passivi, sono sottoposti ad uno sforzo di pretensione prendendo il contrasto sulla struttura stessa. Il tiro finale sul tirante attivo dipende sia dalla pretensione che dalla deformazione della struttura oltre che dalle cadute di tensione. Nel caso di tiranti passivi il tiro dipende unicamente dalla deformabilità della struttura. L'armatura dei tiranti attivi è costituita da trefoli ad alta resistenza (trefoli per c.a.p.), viceversa i tiranti passivi possono essere armati con trefoli o con tondini o, in alcuni casi, con profilati tubolari.

La capacità di resistenza dei tiranti è legata all'attrito e all'aderenza fra superficie del tirante e terreno.

Calcolo della lunghezza di ancoraggio

La lunghezza di ancoraggio (fondazione) del tirante si calcola determinando la lunghezza massima atta a soddisfare le tre seguenti condizioni:

- Lunghezza necessaria per garantire l'equilibrio fra tensione tangenziale che si sviluppa fra la superficie laterale del tirante ed il terreno e lo sforzo applicato al tirante;
- Lunghezza necessaria a garantire l'aderenza malta-armatura;
- Lunghezza necessaria a garantire la resistenza della malta.

Siano **N** lo sforzo nel tirante, **δ** l'angolo d'attrito tirante-terreno, **c_a** l'adesione tirante-terreno, **γ** il peso di volume del terreno, **D** ed **L_f** il diametro e la lunghezza di ancoraggio (o lunghezza efficace) del tirante ed **H** la profondità media al di sotto del piano campagna abbiamo la relazione

$$N = \pi D L_f \gamma H K_s \operatorname{tg} \delta + \pi D L_f c_a$$

da cui si ricava la lunghezza di ancoraggio L_f

$$L_f = \frac{N}{\pi D \gamma H K_s \operatorname{tg} \delta + \pi D c_a}$$

K_s rappresenta il coefficiente di spinta che si assume pari al coefficiente di spinta a riposo

$$K_s = K_0 = 1 - \sin \phi$$

Per quanto riguarda la seconda condizione, la lunghezza necessaria atta a garantire l'aderenza malta-armatura è data dalla relazione

$$L_f = \frac{N}{\pi d \tau_{c0} \omega}$$

dove **d** è la somma dei diametri dei trefoli disposti nel tirante, **τ_{c0}** è la resistenza tangenziale limite della malta ed **ω** è un coefficiente correttivo dipendente dal numero di trefoli (**$\omega = 1 - 0.075 [n \text{ trefoli} - 1]$**).

Per quanto riguarda la verifica della terza condizione si impone che la tensione tangenziale limite tirante-terreno non possa superare il valore **τ_c** ottenuto come media fra la **τ_{c0}** e la **τ_{c1}** della malta.

Alla lunghezza efficace determinata prendendo il massimo valore di **L_f** si deve aggiungere la lunghezza di franco **L** che rappresenta la lunghezza del tratto che compreso fra la paratia e la superficie di ancoraggio.

La lunghezza totale del tirante sarà quindi data da

$$L_t = L_f + L$$

Nel caso di tiranti attivi, cioè tiranti soggetti ad uno stato di pretensione, bisogna considerare le cadute di tensione. A tale scopo è stato introdotto il coefficiente di caduta di tensione, **β** , che rappresenta il rapporto fra lo sforzo **N_0** al momento del tiro e lo sforzo **N** in esercizio

$$\beta = N_0 / N$$

Calcolo del fattore di sicurezza FS

Il fattore di sicurezza riportato nella tabella dei risultati “Risultati tiranti” è il rapporto tra lunghezza attiva definita e lunghezza **L_f** , calcolata come detto nel paragrafo precedente, moltiplicata per il coefficiente di sicurezza adottato (rappresenta il fattore di sicurezza ottenuto sul fattore di sicurezza richiesto). Questo fattore ci dice se la dimensione definita (lunghezza attiva) è quella strettamente necessaria (**$fs=1$**), non è sufficiente (**$fs<1$**) o è abbondante (**$fs>1$**).

$$FS = \frac{L_d}{L_f \times 1.2}$$

Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_f l'area di armatura nel tirante ed E_s il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad L , area A_f , inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico E_s . La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo, k , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo $[F/L^3]$. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se (m è l'interasse fra le molle (in cm) e b è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ($b=100$ cm) occorre ricavare l'area equivalente, A_m , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con E_m il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in Kg/cm^2), l'equivalenza, in termini di rigidezza, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidità flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidità di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidità degli elementi della paratia (elementi a rigidità flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidità dei tiranti (solo rigidità assiale) e delle molle (rigidità assiale).

Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma **PAC**). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore X_{max} ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max} . Tale pressione p_{max} può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente.

L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidità, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p_0 , fino a raggiungere il carico totale p . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassembleta escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidità è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassettaggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).

Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

Analisi per fasi di scavo

L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate).

Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi) attivi per quella fase, tenendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad

esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con u ed u_0 gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con s ed s_0 gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con K la matrice di rigidità della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma

$$s=s_0+K(u-u_0)$$

Le modalità di analisi sono più complicate nel caso di tiranti attivi in quanto è importante conoscere la modalità di tiro: infatti il tirante può essere tesato prima dello scavo, oppure tesato alla fine della corrispondente fase di scavo, oppure al termine di tutto lo scavo. Nella fase in cui il tirante è tesato verrà inserita una molla con uno stato di pretensione pari allo sforzo di tesatura. Nelle fasi successive il tirante verrà considerato come una semplice molla che 'ricorda', naturalmente, lo sforzo della fase precedente.

Ovviamente si otterranno soluzioni differenti in funzione della modalità di tiro selezionata.

Nel caso di tiranti attivi, inoltre, è analizzata una fase ulteriore (a lungo termine) nella quale il tiro iniziale è depurato delle cadute di tensione.

In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.3.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 6x6 posta in prossimità della sommità della paratia. 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:

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

dove il termine m è espresso da

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

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 essa è 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.

Verifiche idrauliche

Verifica a sifonamento

Per la verifica a sifonamento si utilizza il metodo del gradiente idraulico critico.

Il coefficiente di sicurezza nei confronti del sifonamento è dato dal rapporto tra il gradiente critico i_C e il gradiente idraulico di efflusso i_E .

$$FS_{SIF} = i_C / i_E.$$

Il gradiente idraulico critico è dato dal rapporto tra il peso efficace medio γ_m del terreno interessato da filtrazione ed il peso dell'acqua γ_w .

$$i_c = \gamma_m / \gamma_w.$$

Il gradiente idraulico di efflusso è dato dal rapporto tra la differenza di carico ΔH e la lunghezza della linea di flusso L .

$$i_E = \Delta H / L.$$

Il moto di filtrazione è assunto essere monodimensionale.

Verifica a sollevamento del fondo scavo

Per la verifica a sollevamento si utilizza il metodo di Terzaghi.

Il coefficiente di sicurezza nei fenomeni di sollevamento del fondo scavo deriva da considerazioni di equilibrio verticale di una porzione di terreno a valle della paratia soggetta a tale fenomeno.

Secondo Terzaghi il volume interessato da sollevamento ha profondità D e larghezza $D/2$.

D rappresenta la profondità di infissione della paratia.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto tra il peso del volume di terreno sopra descritto W e la pressione idrica al piede della paratia U dovuta dalla presenza di una falda in moto idrodinamico.

$$FS_{SCAVO} = W / U.$$

La pressione idrodinamica è calcolata nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni adottate

Le ascisse dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia

Le ordinate dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia

F_x Forza orizzontale espressa in [kN], positiva da monte verso valle

F_y Forza verticale espressa in [kN], positiva verso il basso

M Momento espresso in [kNm], positivo ribaltante

Q_i, Q_r Intensità dei carichi distribuiti sul profilo espresse in [kN/mq]

V_i, V_s Intensità dei carichi distribuiti sulla paratia espresse in [kN/mq], positivi da monte verso valle

R Risultante carico distribuito sulla paratia espressa in [kN]

Calcolo della pressione del vento.

$$v_{b,0} = 25 \quad [\text{m/s}]$$

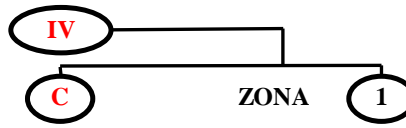
$$v_b = 25 \quad [\text{m/s}]$$

$$a_0 = 1000 \quad [\text{m}]$$

$$k_a = 0,010 \quad [1/\text{s}]$$

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

Categoria di Esposizione del Sito



Classe di Rugosità del Terreno

$k_r = 0,22$

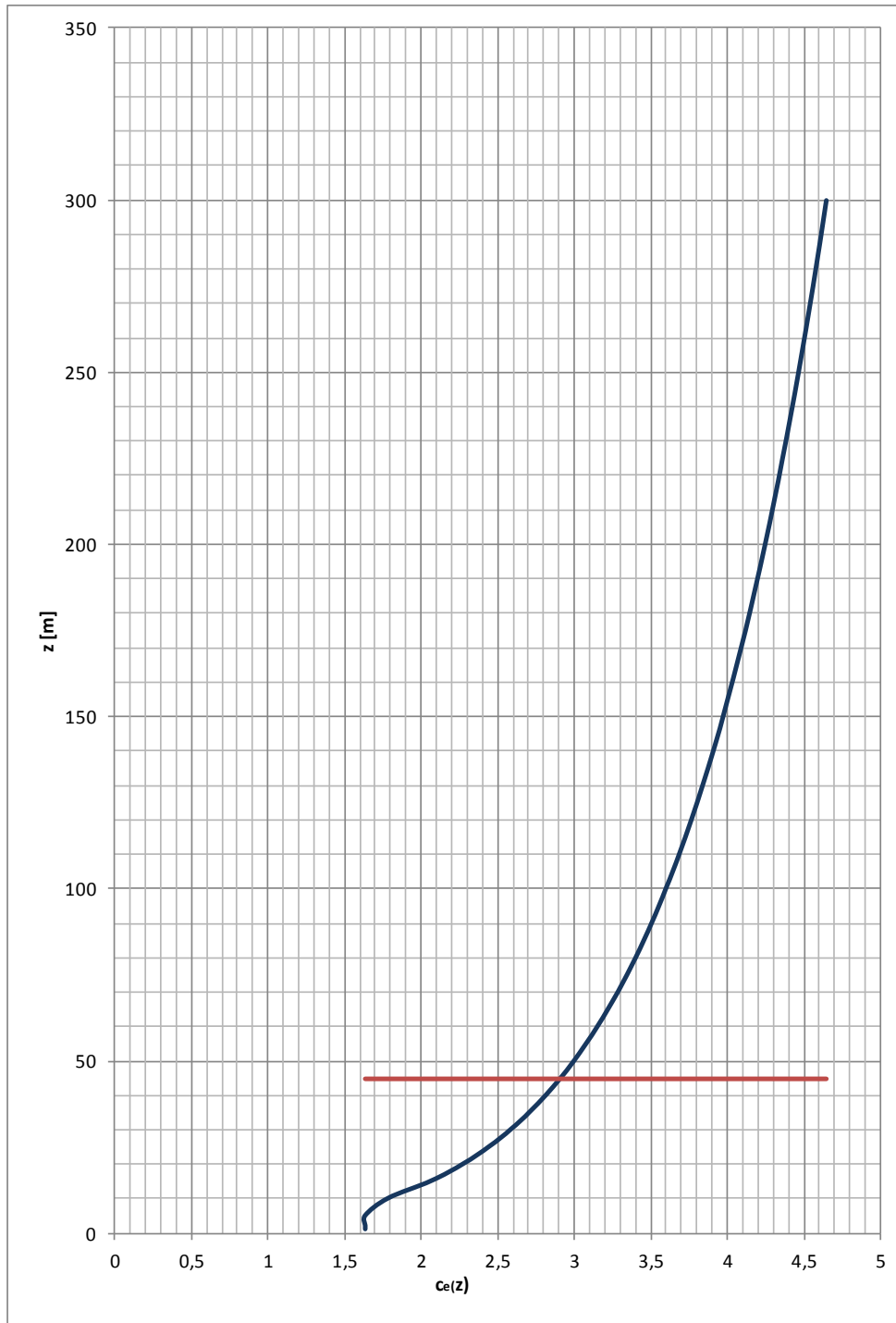
$z_0 \text{ [m]} = 0,30$

$z_{\min} \text{ [m]} = 8$

$c_t = 1$

$z = 45 \text{ [m]}$

$c_e(z) = 2,912756$



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

Coefficiente Dinamico
 $c_d = 1$

Coefficiente di Forma
 $c_p = 1$

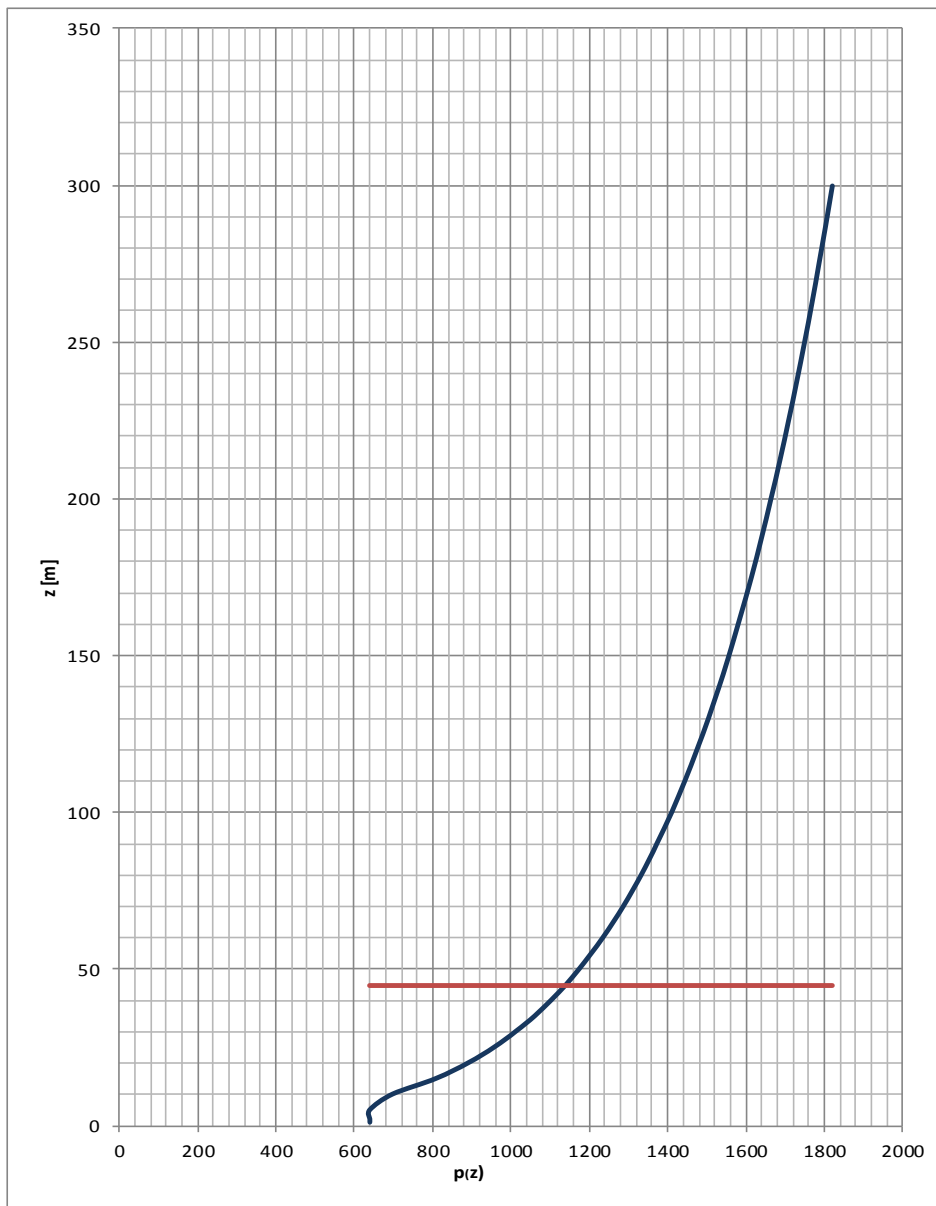
Coefficiente di Attrito
 $c_f = 0,02$

PRESSIONE DEL VENTO

$$p(z) = 1139,47 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

AZIONE TANGENZIALE DEL VENTO

$$p_f(z) = 22,79 \text{ [N/m}^2\text{]}$$



Condizione n° 1

Carico distribuito sul profilo	$X_i = 1,00$	$X_f = 6,00$	$Q_i = 20,00$	$Q_f = 20,00$
--------------------------------	--------------	--------------	---------------	---------------

Condizione n° 2

Carico distribuito sul profilo	$X_i = 1,00$	$X_f = 6,00$	$Q_i = 10,00$	$Q_f = 10,00$
--------------------------------	--------------	--------------	---------------	---------------

Condizione n° 3

Carico concentrato sulla paratia	$Y=0,00$	$F_x=-3,42$	$F_y=0,00$	$M=5,13$
----------------------------------	----------	-------------	------------	----------

Condizione n° 4

Carico distribuito sulla paratia	$Y_s=0,00$	$Y_i=4,00$	$V_s=5,74$	$V_i=5,74$
Risultante carico distribuito	$R=34,44$			

Carico del Vento sulla Barriera Antirumore:

Pressione del Vento $p = 114 \text{ kg/mq}$

Altezza Barrira Antirumore $h = 3\text{m}$ da cui $T = 342 \text{ kg}$, ed $M = 513 \text{ kg}$

Spinta della massa del rivestimento in fase sismica:

Volume calcestruzzo di rivestimeto $(40-25) \times 25 = 375\text{cmq}$

per $n=20$ (numero di micropali in 10 metri) $375 \times 20 = 7500 \text{ cmq}$

Peso del calcestruzzo 2500kg/mc

Massa del cls $0.75 \times 2500 / 9.81 = 255 \text{ kgp}$

Accelerazione sismica massima 3m/sq

Spita a metro = 574 kg /m

Verifica adiacenza della struttura esistente.

L'edificio esistente dista in pianta un minimo di 2,7m dalla paratia.

Considerando un plinto di fondazione minimo posto a 2 m di profondità.

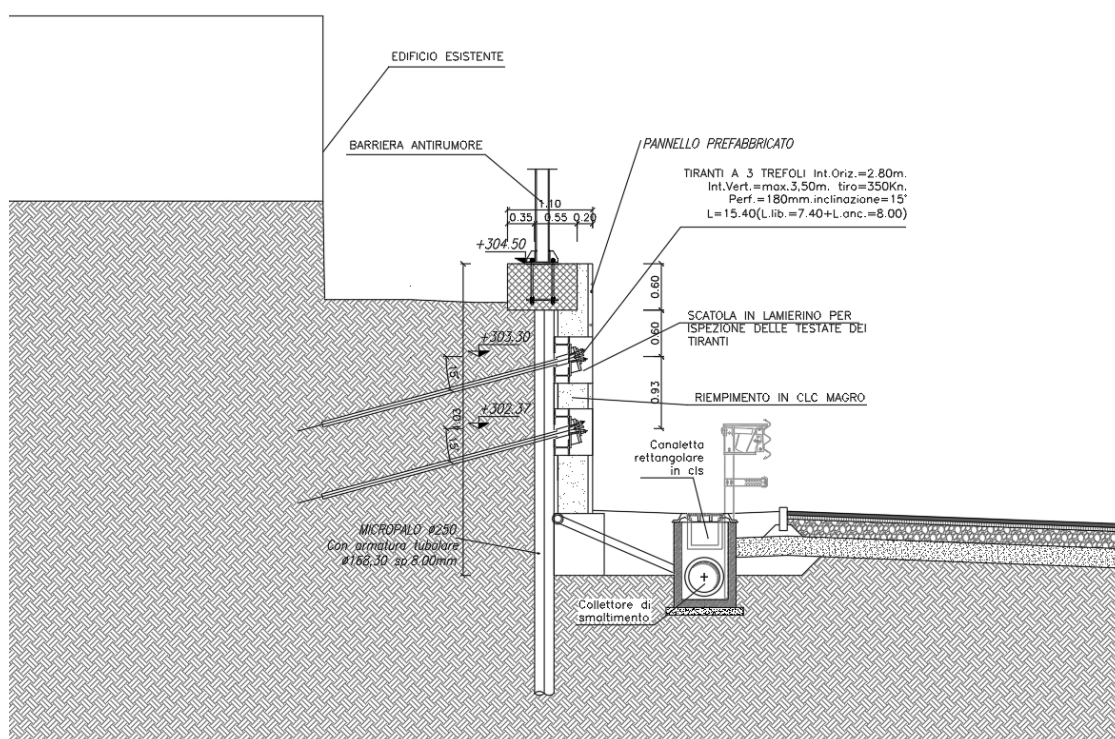
Il terreno ha un angolo di attrito di 38°.

Come si evince dalla sezione la paratia alta 4 metri sporge di 50 cm oltre il piano

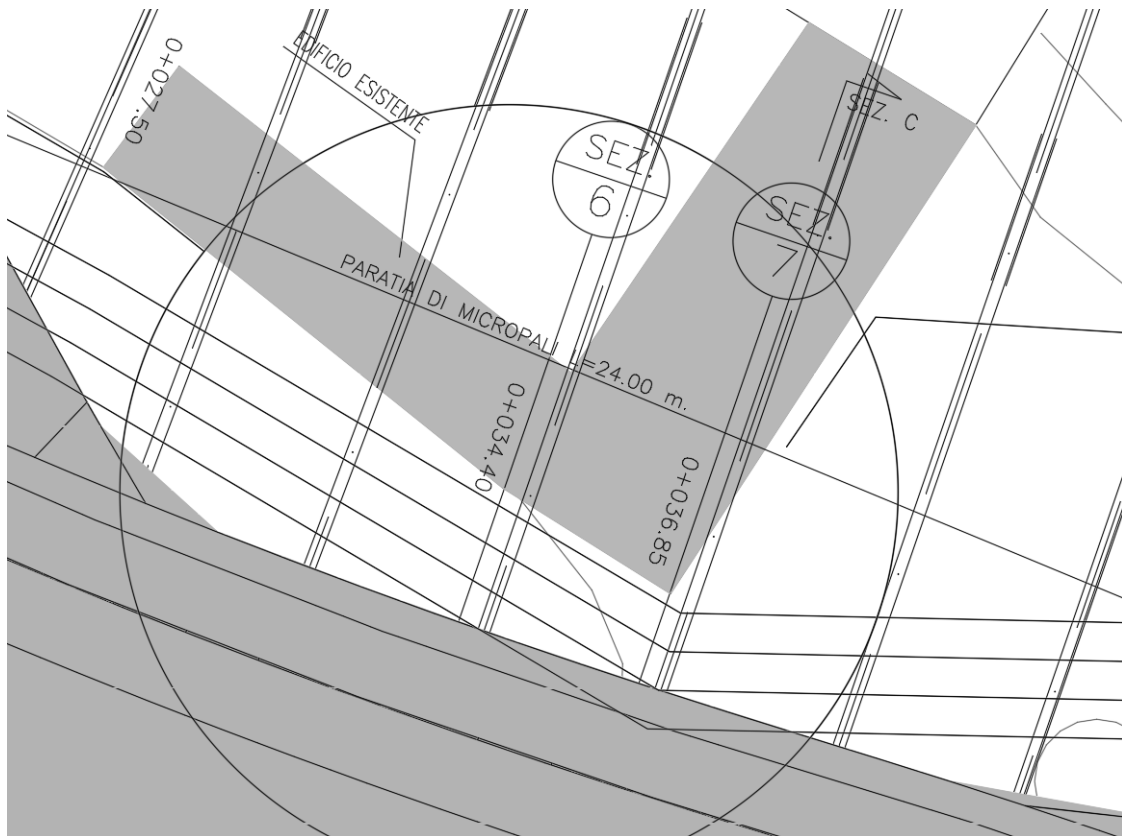
Il bulbo delle pressioni dell'edificio avrà effetto sulla paratia ad una profondità minima di 4,2 m

Quindi subito sotto il paramento.

Si riportano a seguire la sezione C, posizionata nel punto di minima distanza, come si evince anche dalla planimetria riportata subito a seguire.



Sezione C intersecante la paratia nel punto più vicino alla struttura. Distanza 2,7 m



Pianta dell'edificio in adiacenza lla paratia.

13. Combinazioni di carico

Nella tabella sono riportate le condizioni di carico di ogni combinazione con il relativo coefficiente di partecipazione.

Combinazione n° 1 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Combinazione n° 2 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Combinazione n° 3 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 1 (Mezzo di manutenzione) x 1.00

Combinazione n° 4 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 1 (Mezzo di manutenzione) x 1.00

Combinazione n° 5 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 3 (Vento sulle BA) x 0.70

Condizione 1 (Mezzo di manutenzione) x 1.00

Combinazione n° 6 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 3 (Vento sulle BA) x 0.70

Condizione 1 (Mezzo di manutenzione) x 1.00

Combinazione n° 7 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 4 (Rivestimento Spinta Sismica / sisma V-) x 1.00

Combinazione n° 8 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 4 (Rivestimento Spinta Sismica / sisma V+) x 1.00

Combinazione n° 9 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 2 (Mezzo di Manutenzione Sisma / sisma V-) x 1.00

Condizione 4 (Rivestimento Spinta Sismica / sisma V-) x 1.00

Combinazione n° 10 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 2 (Mezzo di Manutenzione Sisma / sisma V+) x 1.00

Condizione 4 (Rivestimento Spinta Sismica / sisma V+) x 1.00

14. impostazioni di analisi

Spinte e verifiche secondo :

Norme Tecniche sulle Costruzioni 14/01/2008

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>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume		γ_{γ}	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>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
------------------	--	--	-----------	-----------

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

TIRANTI DI ANCORAGGIO

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei tiranti

Resistenza		Tiranti
Laterale	γ_{st}	1.20

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei tiranti.

Numero di verticali indagate	1	$\xi_3=1.80$	$\xi_4=1.80$
------------------------------	---	--------------	--------------

Verifica materiali : Stato Limite Ultimo

Impostazioni di analisi

Analisi per Combinazioni di Carico.

Rottura del terreno: Pressione passiva Spostamento limite (spostamento limite molle pari a 1.50)

Influenza δ (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva K_a e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)

Stabilità globale: Metodo di Bishop

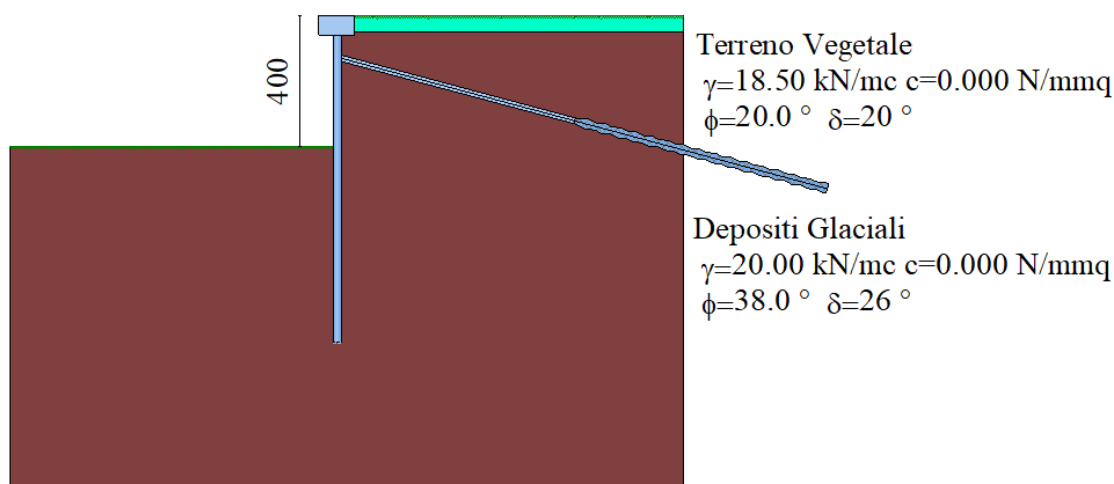
15. Impostazioni analisi sismica

Combinazioni/Fase	SLU	SLE
Accelerazione al suolo [m/s ²]	2.541	1.109
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0	2.401	2.377
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_c^*	0.295	0.282
Coefficiente di amplificazione topografica (S_t)	1.000	1.000
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S_s)	1.151	1.200
Coefficiente di riduzione per tipo di sottosuolo (α)	1.000	1.000
Spostamento massimo senza riduzione di resistenza U_s [m]	0.050	0.050
Coefficiente di riduzione per spostamento massimo (β)	0.480	0.480
Coefficiente di intensità sismica (percento)	14.313	6.512
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (k_v)	0.00	

Influenza sisma nelle spinte attiva e passiva

Forma diagramma incremento sismico : Triangolare con vertice in alto.

16. Paratia



Analisi della paratia

L'analisi è stata eseguita per combinazioni di carico

La paratia è analizzata con il metodo degli elementi finiti.

Essa è discretizzata in 80 elementi fuori terra e 120 elementi al di sotto della linea di fondo scavo.

Le molle che simulano il terreno hanno un comportamento elastoplastico: una volta raggiunta la pressione passiva oppure lo spostamento limite di 1.50 [cm] non reagiscono ad ulteriori incremento di carico.

Altezza fuori terra della paratia	4.00	[m]
Profondità di infissione	6.00	[m]
Altezza totale della paratia	10.00	[m]

Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Pa	Spinta attiva, espressa in [kN]
Is	Incremento sismico della spinta, espressa in [kN]
Pw	Spinta della falda, espressa in [kN]
Pp	Resistenza passiva, espressa in [kN]

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

Pc Controspinta, espressa in [kN]

n°	Tipo	Pa	Y _{Pa}	Is	Y _{Is}	Pw	Y _{Pw}	Pp	Y _{Pp}	Pc	Y _{Pc}
1	[A1-M1]	102.32	1.79	--	--	--	--	-17.51	4.90	2.08	7.58
2	[A2-M2]	103.15	1.85	--	--	--	--	-19.76	5.10	2.87	7.66
3	[A1-M1]	108.62	1.93	--	--	--	--	-24.64	4.96	3.53	7.54
4	[A2-M2]	110.90	2.03	--	--	--	--	-28.77	5.26	5.19	7.71
5	[A1-M1]	111.78	1.91	--	--	--	--	-24.34	4.96	3.43	7.55
6	[A2-M2]	113.57	2.01	--	--	--	--	-28.53	5.26	5.09	7.72
7	[A1-M1] S	86.77	1.94	--	--	--	--	-25.90	5.07	4.13	7.59
8	[A2-M2] S	94.14	2.19	--	--	--	--	-35.96	5.43	7.45	7.81
9	[A1-M1] S	90.45	2.03	--	--	--	--	-30.10	5.13	5.21	7.60
10	[A2-M2] S	99.96	2.31	--	--	--	--	-42.32	5.54	9.53	7.89

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Rc	Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kN]
Rt	Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kN]
Rv	Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kN]
Rp	Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kN]

n°	Tipo	Rc	Y _{Rc}	Rt	Y _{Rt}	Rv	Y _{Rv}	Rp	Y _{Rp}
1	[A1-M1]	0.00	0.00	86.88	1.30	--	--	--	--
2	[A2-M2]	0.00	0.00	86.28	1.30	--	--	--	--
3	[A1-M1]	0.00	0.00	87.49	1.30	--	--	--	--
4	[A2-M2]	0.00	0.00	87.30	1.30	--	--	--	--
5	[A1-M1]	-3.59	0.00	87.26	1.30	--	--	--	--
6	[A2-M2]	-3.11	0.00	87.04	1.30	--	--	--	--
7	[A1-M1] S	22.96	2.00	87.94	1.30	--	--	--	--
8	[A2-M2] S	22.96	2.00	88.56	1.30	--	--	--	--
9	[A1-M1] S	22.96	2.00	88.49	1.30	--	--	--	--
10	[A2-M2] S	22.96	2.00	90.09	1.30	--	--	--	--

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
P _{NUL}	Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]

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

P_{INV}	Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]
C_{ROT}	Punto Centro di rotazione, espresso in [m]
MP	Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]
R/R_{MAX}	Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicare, espresso in [%]
P_p	Portanza di punta, espressa in [kN]

n°	Tipo	P_{NUL}	P_{INV}	C_{ROT}	MP	R/R_{MAX}	P_p
1	[A1-M1]	4.19	4.40	6.35	6.61	0.62	372.47
2	[A2-M2]	4.34	4.75	6.44	12.40	1.26	171.47
3	[A1-M1]	4.25	4.55	6.31	9.09	0.90	372.47
4	[A2-M2]	4.45	5.00	6.50	17.36	1.90	171.47
5	[A1-M1]	4.25	4.55	6.32	9.09	0.89	372.47
6	[A2-M2]	4.45	5.00	6.50	16.53	1.89	171.47
7	[A1-M1] S	4.30	4.75	6.36	12.40	1.38	372.47
8	[A2-M2] S	4.52	5.30	6.61	21.49	2.79	171.47
9	[A1-M1] S	4.34	4.85	6.38	14.05	1.63	372.47
10	[A2-M2] S	4.59	5.45	6.70	24.79	3.34	171.47

Risultati tiranti

Caratteristiche dei tiranti utilizzati

Simbologia adottata

Y	ordinata della fila rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
nt	numero di tiranti della fila
N	sforzo su ogni tirante della fila espresso in [kN]
L	lunghezza totale di progetto del tirante espressa in [m]
L _f	lunghezza di fondazione di progetto del tirante espressa in [m]
L _d	lunghezza totale definita del tirante espressa in [m]
L _{d_f}	lunghezza di fondazione definita del tirante espressa in [m]
FS	Fattore di sicurezza. Rapporto tra lunghezza di fondazione di progetto e lunghezza di fondazione definita.
A _f	area di armatura in ogni tirante espressa in [cmq]
Rt/ml	reazione a metro lineare del tirante della fila espresso in [kN]
σ _f	tensione di trazione nell'acciaio del tirante espressa in [N/mm ²]
u	spostamento orizzontale del tirante della fila, positivo verso valle, espresso in [cm]

1 file di tiranti attivi armati con trefoli

n°	Y	nt	A _f	L	L _f	L _d	L _{d_f}	FS
1	1.30	3	6.95	10.40	2.95	15.40	8.00	2.71

Combinazione n° 1

N°	N	Rt/ml	σ _f	u
1	257.84	89.9435	370.990	-0.05837

Combinazione n° 2

N°	N	Rt/ml	σ _f	u
1	256.07	89.3254	368.440	-0.06787

Combinazione n° 3

N°	N	Rt/ml	σ _f	u
1	259.65	90.5739	373.590	-0.04869

Combinazione n° 4

N°	N	Rt/ml	σ _f	u
1	259.08	90.3759	372.774	-0.05173

Combinazione n° 5

N°	N	Rt/ml	σ _f	u

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

1	258.97	90.3380	372.617	-0.05231
---	--------	---------	---------	----------

Combinazione n° 6

N°	N	Rt/ml	σ_f	u
1	258.31	90.1093	371.674	-0.05583

Combinazione n° 7

N°	N	Rt/ml	σ_f	u
1	260.99	91.0428	375.524	-0.04149

Combinazione n° 8

N°	N	Rt/ml	σ_f	u
1	262.82	91.6806	378.155	-0.03169

Combinazione n° 9

N°	N	Rt/ml	σ_f	u
1	262.62	91.6128	377.876	-0.03273

Combinazione n° 10

N°	N	Rt/ml	σ_f	u
1	267.37	93.2698	384.710	-0.00728

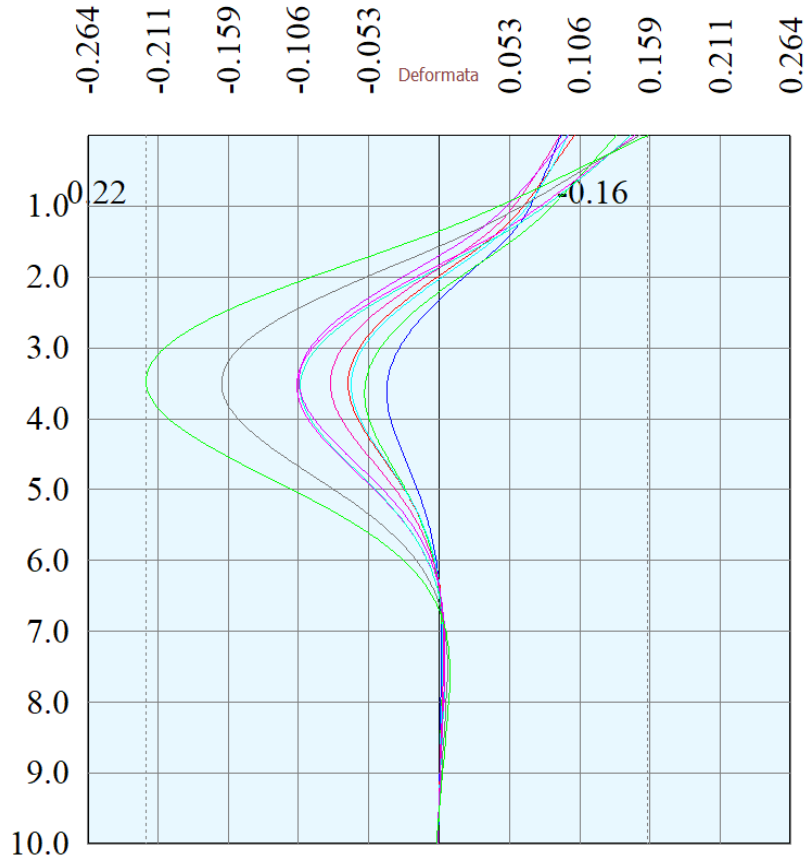
Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
M	momento flettente massimo e minimo espresso in [kNm]
N	sforzo normale massimo e minimo espresso in [kN] (positivo di compressione)
T	taglio massimo e minimo espresso in [kN]

n°	Tipo	M	Y _M	T	Y _T	N	Y _N	
1	[A1-M1]	18.84	1.30	43.65	1.30	51.82	10.00	MAX
--	--	-13.04	3.25	-43.23	1.30	0.00	0.00	MIN
2	[A2-M2]	16.31	1.30	42.23	1.30	51.66	10.00	MAX
--	--	-15.60	3.25	-44.05	1.30	0.00	0.00	MIN
3	[A1-M1]	19.00	1.30	43.76	1.30	51.98	10.00	MAX
--	--	-17.68	3.25	-43.72	1.30	0.00	0.00	MIN
4	[A2-M2]	17.14	1.30	43.27	1.30	51.93	10.00	MAX
--	--	-22.38	3.30	-44.03	1.30	0.00	0.00	MIN
5	[A1-M1]	20.12	1.30	41.50	1.30	51.92	10.00	MAX
--	--	-17.60	3.25	-45.76	1.30	0.00	0.00	MIN
6	[A2-M2]	17.99	1.30	41.26	1.30	51.86	10.00	MAX
--	--	-22.30	3.30	-45.78	1.30	0.00	0.00	MIN
7	[A1-M1] S	20.79	1.30	43.95	1.30	52.10	10.00	MAX
--	--	-19.20	3.25	-43.99	1.30	0.00	0.00	MIN
8	[A2-M2] S	19.60	1.30	42.32	1.30	52.27	10.00	MAX
--	--	-28.84	3.30	-46.24	1.30	0.00	0.00	MIN
9	[A1-M1] S	21.10	1.30	43.68	1.30	52.25	10.00	MAX
--	--	-22.29	3.25	-44.81	1.30	0.00	0.00	MIN
10	[A2-M2] S	20.34	1.30	40.36	1.30	52.68	10.00	MAX
--	--	-34.36	3.30	-49.73	1.30	0.00	0.00	MIN

Spostamenti massimi e minimi della paratia



Spostamento Massimo 0,22 cm

Simbologia adottata

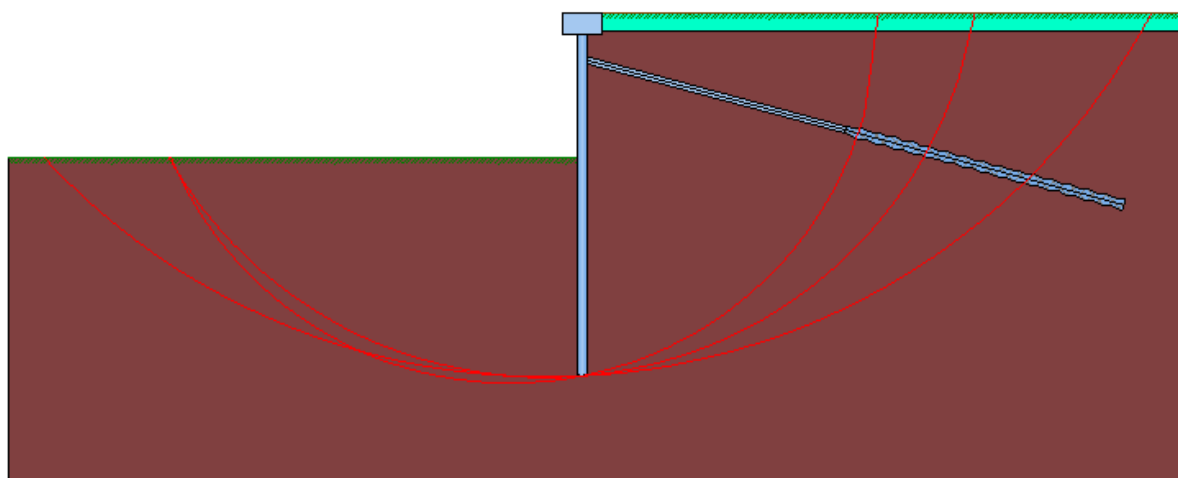
- n° Indice della combinazione/fase
- Tipo Tipo della combinazione/fase
- Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
- U spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle
- V spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U	Y _U	V	Y _V	
1	[A1-M1]	0.0393	3.65	0.0098	0.00	MAX
--	--	-0.0918	0.00	0.0000	0.00	MIN
2	[A2-M2]	0.0559	3.65	0.0098	0.00	MAX
--	--	-0.1335	0.00	0.0000	0.00	MIN
3	[A1-M1]	0.0683	3.50	0.0098	0.00	MAX
--	--	-0.1018	0.00	0.0000	0.00	MIN
4	[A2-M2]	0.1070	3.55	0.0098	0.00	MAX

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

--	--	-0.1472	0.00	0.0000	0.00	MIN
5	[A1-M1]	0.0661	3.55	0.0098	0.00	MAX
--	--	-0.0963	0.00	0.0000	0.00	MIN
6	[A2-M2]	0.1044	3.55	0.0098	0.00	MAX
--	--	-0.1440	0.00	0.0000	0.00	MIN
7	[A1-M1] S	0.0817	3.50	0.0099	0.00	MAX
--	--	-0.0912	0.00	0.0000	0.00	MIN
8	[A2-M2] S	0.1636	3.50	0.0099	0.00	MAX
--	--	-0.1507	0.00	0.0000	0.00	MIN
9	[A1-M1] S	0.1053	3.45	0.0099	0.00	MAX
--	--	-0.0973	0.00	0.0000	0.00	MIN
10	[A2-M2] S	0.2203	3.45	0.0100	0.00	MAX
--	--	-0.1568	0.00	0.0000	0.00	MIN

Stabilità globale



Condizioni di verifica A2 M2

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 100

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
(X _C ; Y _C)	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(X _V ; Y _V)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(X _M ; Y _M)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza

n°	Tipo	(X _C , Y _C)	R	(X _V , Y _V)	(X _M , Y _M)	FS
2	[A2-M2]	(-1.00; 2.00)	12.04	(-11.45; -3.98)	(10.88; 0.00)	4.64
4	[A2-M2]	(-2.00; 0.00)	10.20	(-11.39; -3.98)	(8.20; 0.00)	4.25
6	[A2-M2]	(-2.00; 0.00)	10.20	(-11.39; -3.98)	(8.20; 0.00)	4.25
8	[A2-M2] S	(-1.00; 9.00)	19.03	(-14.90; -3.99)	(15.77; 0.00)	2.73
10	[A2-M2] S	(-1.00; 9.00)	19.03	(-14.90; -3.99)	(15.77; 0.00)	2.71

Combinazione n° 10

Numero di strisce 50

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

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

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa alla paratia (spigolo contro terra)

Le strisce sono numerate da monte verso valle

N°	numero d'ordine della striscia
W	peso della striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm ²]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
L	sviluppo della base della striscia espressa in [m] ($L=b/\cos\alpha$)
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm ²]
Ctn, Ctt	contributo alla striscia normale e tangenziale del tirante espressa in [kN]

Caratteristiche delle strisce

N°	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	L	ϕ	c	u	(Ctn; Ctt)
1	3.8195	-45.60	-278.28	0.89	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
2	11.3500	-42.99	-789.15	0.85	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
3	18.2338	-40.48	-1207.06	0.82	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
4	24.5431	-38.06	-1543.02	0.79	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
5	30.3347	-35.73	-1806.15	0.76	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
6	35.6545	-33.45	-2004.21	0.74	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
7	40.5399	-31.24	-2143.88	0.73	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
8	45.0217	-29.08	-2231.03	0.71	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
9	49.1259	-26.96	-2270.90	0.70	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
10	52.8742	-24.88	-2268.18	0.68	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
11	56.2850	-22.83	-2227.16	0.67	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
12	59.3739	-20.82	-2151.78	0.66	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
13	62.1544	-18.83	-2045.68	0.66	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
14	64.6377	-16.87	-1912.29	0.65	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
15	66.8338	-14.92	-1754.82	0.64	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
16	68.7506	-12.99	-1576.34	0.64	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
17	70.3953	-11.08	-1379.77	0.63	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
18	71.7735	-9.18	-1167.91	0.63	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
19	72.8900	-7.29	-943.50	0.63	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
20	73.7486	-5.41	-709.17	0.62	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
21	74.3519	-3.54	-467.53	0.62	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
22	74.7020	-1.66	-221.12	0.62	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
23	74.8001	0.21	27.53	0.62	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
24	74.6463	2.08	275.90	0.62	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
25	120.6101	3.93	842.56	0.61	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
26	122.1179	5.76	1250.14	0.61	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)

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

27	125.1897	7.60	1688.63	0.61	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
28	124.0863	9.45	2077.20	0.61	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
29	122.7383	11.31	2453.71	0.62	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
30	121.1413	13.18	2815.67	0.62	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
31	119.2899	15.06	3160.50	0.63	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
32	117.1777	16.96	3485.54	0.63	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
33	114.7972	18.88	3788.00	0.64	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
34	111.4805	20.82	4041.04	0.65	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
35	103.1280	22.79	4073.60	0.66	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
36	99.8827	24.79	4270.20	0.67	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
37	96.3234	26.82	4431.25	0.68	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
38	92.4335	28.88	4552.87	0.69	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
39	88.1934	30.99	4630.81	0.71	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
40	83.5800	33.15	4660.38	0.72	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
41	78.5659	35.36	4636.30	0.74	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
42	73.1178	37.63	4552.60	0.77	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
43	67.1956	39.98	4402.42	0.79	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
44	60.7496	42.41	4177.71	0.82	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
45	53.7176	44.94	3868.87	0.86	32.01	0.0000	0.0000	(20.67; 11.96)
46	46.0197	47.58	3464.18	0.90	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
47	37.5506	50.37	2948.87	0.95	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
48	28.1668	53.33	2303.66	1.02	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
49	17.6637	56.51	1502.19	1.10	32.01	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
50	5.9334	59.63	521.99	1.20	24.12	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)

Resistenza a taglio paratia= 0.0000 [kN]

$\Sigma W_i = 3507.6909$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 508.0456$ [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 2191.3549$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.95$

Descrizione armatura micropali e caratteristiche sezione

Diametro del micropalo	25.00 cm
Area della sezione trasversale	490.87 cmq
Diametro esterno del tubolare	168.30 mm
Spessore del tubolare	8.00 mm
Area della sezione tubolare	40.29 cmq
Inerzia della sezione tubolare	1297.27 cm ⁴

Verifica armatura paratia (Sezioni critiche)

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
M	momento flettente espresso in [kNm]
N	sforzamento normale espresso in [kN] (positivo di compressione)
Mu	momento ultimo di riferimento espresso in [kNm]
Nu	sforzamento normale ultimo di riferimento espresso in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)
T	taglio espresso in [kN]
Tr	taglio resistente espresso in [kN]
FS _T	fattore di sicurezza a taglio

n°	Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS
1	[A1-M1]	1.30	8.10	1.60	83.58	16.46	10.32
2	[A2-M2]	1.30	7.01	1.60	83.59	19.02	11.92
3	[A1-M1]	1.30	8.17	1.60	83.58	16.32	10.23
4	[A2-M2]	3.30	-9.62	14.11	-83.90	123.01	8.72
5	[A1-M1]	1.30	8.65	1.60	83.58	15.41	9.66
6	[A2-M2]	3.30	-9.59	14.08	-83.91	123.16	8.75
7	[A1-M1] S	1.30	8.94	1.60	83.58	14.92	9.35
8	[A2-M2] S	3.30	-12.40	14.25	-83.82	96.35	6.76
9	[A1-M1] S	3.25	-9.58	14.18	-83.91	124.18	8.76
10	[A2-M2] S	3.30	-14.77	14.43	-83.78	81.83	5.67

Verifica armatura paratia (Inviluppo)

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione con fattore di sicurezza minimo, espressa in [m]
M	momento flettente, espresso in [kNm]
N	sforzamento normale, espresso in [kN] (positivo di compressione)
Mu	momento ultimo di riferimento, espresso in [kNm]
Nu	sforzamento normale ultimo di riferimento, espresso in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)

n°	Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS
5	[A1-M1]	0.00	2.32	0.00	-83.53	0.00	36.06
5	[A1-M1]	0.05	2.24	0.06	83.54	2.29	37.31
5	[A1-M1]	0.10	2.16	0.12	83.54	4.74	38.62
5	[A1-M1]	0.15	2.09	0.18	83.55	7.36	40.01
5	[A1-M1]	0.20	2.02	0.25	83.56	10.17	41.45
5	[A1-M1]	0.25	1.95	0.31	83.57	13.18	42.94
5	[A1-M1]	0.30	1.88	0.37	83.58	16.38	44.48
5	[A1-M1]	0.35	1.82	0.43	83.59	19.77	46.04
5	[A1-M1]	0.40	1.76	0.49	83.60	23.36	47.60
5	[A1-M1]	0.45	1.70	0.55	83.61	27.13	49.14
5	[A1-M1]	0.50	1.65	0.61	83.62	31.06	50.62
5	[A1-M1]	0.55	1.64	0.67	83.64	34.49	51.10
5	[A1-M1]	0.60	1.68	0.74	83.64	36.59	49.69
5	[A1-M1]	0.65	1.79	0.80	83.64	37.23	46.67
5	[A1-M1]	0.70	1.96	0.86	83.64	36.60	42.61
5	[A1-M1]	0.75	2.19	0.92	83.64	35.07	38.11
5	[A1-M1]	0.80	2.49	0.98	83.63	33.01	33.62
5	[A1-M1]	0.85	2.84	1.04	83.62	30.70	29.44
5	[A1-M1]	0.90	3.25	1.10	83.62	28.37	25.69
5	[A1-M1]	0.95	3.73	1.17	83.61	26.14	22.42
5	[A1-M1]	1.00	4.26	1.23	83.60	24.07	19.61
9	[A1-M1] S	1.05	4.92	1.29	83.60	21.87	16.97
9	[A1-M1] S	1.10	5.66	1.35	83.59	19.93	14.76
9	[A1-M1] S	1.15	6.45	1.41	83.59	18.30	12.97
9	[A1-M1] S	1.20	7.28	1.47	83.58	16.91	11.48
9	[A1-M1] S	1.25	8.15	1.53	83.58	15.72	10.25
9	[A1-M1] S	1.30	9.07	1.60	83.57	14.69	9.21
9	[A1-M1] S	1.35	8.13	11.85	83.90	122.31	10.32

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

9	[A1-M1] S	1.40	7.23	11.91	83.95	138.43	11.62
9	[A1-M1] S	1.45	6.36	11.98	84.01	158.28	13.22
9	[A1-M1] S	1.50	5.52	12.04	84.09	183.37	15.23
7	[A1-M1] S	1.55	4.72	12.03	84.18	214.53	17.83
7	[A1-M1] S	1.60	3.99	12.10	84.31	255.69	21.14
7	[A1-M1] S	1.65	3.29	12.16	83.84	310.25	25.52
7	[A1-M1] S	1.70	2.61	12.22	82.68	386.94	31.67
7	[A1-M1] S	1.75	1.96	12.28	79.79	499.32	40.66
7	[A1-M1] S	1.80	1.34	12.34	74.18	684.74	55.48
10	[A2-M2] S	1.85	-1.77	12.65	-78.04	559.18	44.20
10	[A2-M2] S	1.90	-2.59	12.71	-82.42	404.32	31.81
10	[A2-M2] S	1.95	-3.39	12.77	-83.77	315.30	24.68
10	[A2-M2] S	2.00	-4.17	12.83	-84.32	259.40	20.21
10	[A2-M2] S	2.05	-4.93	12.90	-84.20	220.43	17.09
10	[A2-M2] S	2.10	-5.66	12.96	-84.12	192.71	14.87
10	[A2-M2] S	2.15	-6.36	13.02	-84.05	172.04	13.22
10	[A2-M2] S	2.20	-7.04	13.08	-84.01	156.09	11.93
10	[A2-M2] S	2.25	-7.69	13.14	-83.97	143.43	10.91
10	[A2-M2] S	2.30	-8.32	13.20	-83.94	133.19	10.09
10	[A2-M2] S	2.35	-8.92	13.26	-83.91	124.76	9.41
10	[A2-M2] S	2.40	-9.49	13.33	-83.89	117.74	8.84
10	[A2-M2] S	2.45	-10.04	13.39	-83.87	111.82	8.35
10	[A2-M2] S	2.50	-10.56	13.45	-83.86	106.79	7.94
10	[A2-M2] S	2.55	-11.05	13.51	-83.84	102.50	7.59
10	[A2-M2] S	2.60	-11.51	13.57	-83.83	98.82	7.28
10	[A2-M2] S	2.65	-11.95	13.63	-83.82	95.66	7.02
10	[A2-M2] S	2.70	-12.35	13.69	-83.81	92.94	6.79
10	[A2-M2] S	2.75	-12.72	13.75	-83.81	90.60	6.59
10	[A2-M2] S	2.80	-13.07	13.82	-83.80	88.60	6.41
10	[A2-M2] S	2.85	-13.38	13.88	-83.79	86.91	6.26
10	[A2-M2] S	2.90	-13.66	13.94	-83.79	85.48	6.13
10	[A2-M2] S	2.95	-13.92	14.00	-83.79	84.30	6.02
10	[A2-M2] S	3.00	-14.14	14.06	-83.78	83.35	5.93
10	[A2-M2] S	3.05	-14.32	14.12	-83.78	82.61	5.85
10	[A2-M2] S	3.10	-14.48	14.18	-83.78	82.07	5.79
10	[A2-M2] S	3.15	-14.60	14.25	-83.78	81.73	5.74
10	[A2-M2] S	3.20	-14.69	14.31	-83.78	81.58	5.70
10	[A2-M2] S	3.25	-14.75	14.37	-83.78	81.61	5.68
10	[A2-M2] S	3.30	-14.77	14.43	-83.78	81.83	5.67
10	[A2-M2] S	3.35	-14.76	14.49	-83.78	82.25	5.68
10	[A2-M2] S	3.40	-14.72	14.55	-83.78	82.85	5.69
10	[A2-M2] S	3.45	-14.63	14.61	-83.78	83.67	5.73
10	[A2-M2] S	3.50	-14.52	14.68	-83.79	84.69	5.77
10	[A2-M2] S	3.55	-14.37	14.74	-83.79	85.95	5.83

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

10	[A2-M2] S	3.60	-14.18	14.80	-83.80	87.46	5.91
10	[A2-M2] S	3.65	-13.95	14.86	-83.80	89.24	6.01
10	[A2-M2] S	3.70	-13.69	14.92	-83.81	91.33	6.12
10	[A2-M2] S	3.75	-13.39	14.98	-83.82	93.76	6.26
10	[A2-M2] S	3.80	-13.06	15.04	-83.82	96.57	6.42
10	[A2-M2] S	3.85	-12.68	15.10	-83.83	99.84	6.61
10	[A2-M2] S	3.90	-12.27	15.17	-83.85	103.63	6.83
10	[A2-M2] S	3.95	-11.82	15.23	-83.86	108.04	7.10
10	[A2-M2] S	4.00	-11.33	15.29	-83.87	113.19	7.40
10	[A2-M2] S	4.05	-10.80	15.35	-83.89	119.21	7.77
10	[A2-M2] S	4.10	-10.25	15.41	-83.91	126.22	8.19
10	[A2-M2] S	4.15	-9.66	15.47	-83.94	134.42	8.69
10	[A2-M2] S	4.20	-9.05	15.53	-83.97	144.08	9.28
10	[A2-M2] S	4.25	-8.42	15.60	-84.00	155.56	9.97
10	[A2-M2] S	4.30	-7.77	15.66	-84.05	169.32	10.81
10	[A2-M2] S	4.35	-7.11	15.72	-84.10	186.03	11.84
10	[A2-M2] S	4.40	-6.43	15.78	-84.16	206.68	13.10
10	[A2-M2] S	4.45	-5.74	15.84	-84.24	232.68	14.69
10	[A2-M2] S	4.50	-5.04	15.90	-84.34	266.29	16.75
10	[A2-M2] S	4.55	-4.33	15.96	-83.86	308.93	19.35
10	[A2-M2] S	4.60	-3.63	16.03	-82.99	366.53	22.87
10	[A2-M2] S	4.65	-2.92	16.09	-81.29	447.25	27.80
10	[A2-M2] S	4.70	-2.22	16.15	-77.85	565.44	35.02
10	[A2-M2] S	4.75	-1.53	16.21	-71.72	760.52	46.92
9	[A1-M1] S	4.80	1.52	16.09	71.76	759.18	47.19
9	[A1-M1] S	4.85	1.87	16.15	75.25	649.96	40.25
9	[A1-M1] S	4.90	2.18	16.21	77.52	576.04	35.54
9	[A1-M1] S	4.95	2.46	16.27	79.09	523.48	32.17
9	[A1-M1] S	5.00	2.70	16.33	80.21	484.83	29.69
9	[A1-M1] S	5.05	2.91	16.39	81.04	455.88	27.81
9	[A1-M1] S	5.10	3.10	16.45	81.68	433.91	26.37
10	[A2-M2] S	5.15	3.46	16.70	82.51	398.41	23.86
10	[A2-M2] S	5.20	3.97	16.76	83.22	351.51	20.97
10	[A2-M2] S	5.25	4.44	16.82	83.74	317.05	18.85
10	[A2-M2] S	5.30	4.88	16.88	84.13	291.05	17.24
10	[A2-M2] S	5.35	5.28	16.95	84.35	270.84	15.98
10	[A2-M2] S	5.40	5.63	17.01	84.31	254.59	14.97
10	[A2-M2] S	5.45	5.94	17.07	84.27	242.16	14.19
10	[A2-M2] S	5.50	6.20	17.13	84.24	232.80	13.59
10	[A2-M2] S	5.55	6.41	17.19	84.22	225.81	13.14
10	[A2-M2] S	5.60	6.58	17.25	84.20	220.71	12.79
10	[A2-M2] S	5.65	6.71	17.31	84.19	217.16	12.54
10	[A2-M2] S	5.70	6.81	17.38	84.18	214.92	12.37
10	[A2-M2] S	5.75	6.87	17.44	84.18	213.80	12.26

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

10	[A2-M2] S	5.80	6.89	17.50	84.18	213.67	12.21
10	[A2-M2] S	5.85	6.89	17.56	84.18	214.45	12.21
10	[A2-M2] S	5.90	6.87	17.62	84.19	216.05	12.26
10	[A2-M2] S	5.95	6.82	17.68	84.20	218.44	12.35
10	[A2-M2] S	6.00	6.74	17.74	84.20	221.59	12.49
10	[A2-M2] S	6.05	6.65	17.80	84.22	225.47	12.66
10	[A2-M2] S	6.10	6.54	17.87	84.23	230.08	12.88
10	[A2-M2] S	6.15	6.42	17.93	84.25	235.43	13.13
10	[A2-M2] S	6.20	6.28	17.99	84.27	241.53	13.43
10	[A2-M2] S	6.25	6.12	18.05	84.29	248.40	13.76
10	[A2-M2] S	6.30	5.96	18.11	84.31	256.08	14.14
10	[A2-M2] S	6.35	5.79	18.17	84.34	264.60	14.56
10	[A2-M2] S	6.40	5.61	18.23	84.36	274.02	15.03
10	[A2-M2] S	6.45	5.43	18.30	84.24	283.86	15.52
10	[A2-M2] S	6.50	5.24	18.36	84.08	294.53	16.04
10	[A2-M2] S	6.55	5.05	18.42	83.90	306.18	16.62
10	[A2-M2] S	6.60	4.85	18.48	83.71	318.86	17.25
10	[A2-M2] S	6.65	4.65	18.54	83.50	332.67	17.94
10	[A2-M2] S	6.70	4.46	18.60	83.27	347.67	18.69
10	[A2-M2] S	6.75	4.26	18.66	83.03	363.98	19.50
10	[A2-M2] S	6.80	4.06	18.73	82.76	381.69	20.38
10	[A2-M2] S	6.85	3.86	18.79	82.47	400.94	21.34
10	[A2-M2] S	6.90	3.67	18.85	82.05	421.32	22.35
10	[A2-M2] S	6.95	3.48	18.91	81.43	442.55	23.40
10	[A2-M2] S	7.00	3.29	18.97	80.77	465.48	24.54
10	[A2-M2] S	7.05	3.11	19.03	80.05	490.25	25.76
10	[A2-M2] S	7.10	2.93	19.09	79.27	517.01	27.08
10	[A2-M2] S	7.15	2.75	19.15	78.44	545.91	28.50
10	[A2-M2] S	7.20	2.58	19.22	77.49	576.85	30.02
10	[A2-M2] S	7.25	2.42	19.28	76.47	610.18	31.65
10	[A2-M2] S	7.30	2.26	19.34	75.36	646.15	33.41
10	[A2-M2] S	7.35	2.10	19.40	74.17	684.96	35.31
10	[A2-M2] S	7.40	1.95	19.46	72.83	726.30	37.32
10	[A2-M2] S	7.45	1.81	19.52	71.39	770.77	39.48
10	[A2-M2] S	7.50	1.67	19.58	69.83	818.64	41.80
10	[A2-M2] S	7.55	1.54	19.65	68.11	869.57	44.26
10	[A2-M2] S	7.60	1.41	19.71	66.26	924.13	46.89
10	[A2-M2] S	7.65	1.29	19.77	64.25	982.21	49.69
10	[A2-M2] S	7.70	1.18	19.83	62.04	1043.36	52.62
10	[A2-M2] S	7.75	1.07	19.89	59.68	1108.30	55.72
10	[A2-M2] S	7.80	0.97	19.95	57.06	1175.27	58.90
10	[A2-M2] S	7.85	0.87	20.01	54.29	1245.78	62.25
10	[A2-M2] S	7.90	0.78	20.07	51.28	1317.31	65.62
10	[A2-M2] S	7.95	0.70	20.14	48.10	1391.27	69.09

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

10	[A2-M2] S	8.00	0.62	20.20	44.70	1464.75	72.52
10	[A2-M2] S	8.05	0.54	20.26	41.15	1538.69	75.95
10	[A2-M2] S	8.10	0.47	20.32	37.45	1610.66	79.26
10	[A2-M2] S	8.15	0.41	20.38	33.67	1681.10	82.48
10	[A2-M2] S	8.20	0.35	20.44	29.83	1748.37	85.52
10	[A2-M2] S	8.25	0.29	20.50	26.02	1813.71	88.45
10	[A2-M2] S	8.30	0.24	20.57	22.27	1875.69	91.20
10	[A2-M2] S	8.35	0.20	20.63	18.59	1931.69	93.65
10	[A2-M2] S	8.40	0.16	20.69	14.87	1958.52	94.67
10	[A2-M2] S	8.45	0.12	20.75	11.44	1983.24	95.58
10	[A2-M2] S	8.50	0.09	20.81	8.31	2005.83	96.38
10	[A2-M2] S	8.55	0.06	20.87	5.48	2026.25	97.08
9	[A1-M1] S	8.60	-0.07	20.75	-6.82	2016.59	97.19
9	[A1-M1] S	8.65	-0.07	20.81	-7.17	2014.07	96.78
9	[A1-M1] S	8.70	-0.08	20.87	-7.41	2012.34	96.41
9	[A1-M1] S	8.75	-0.08	20.93	-7.54	2011.36	96.08
9	[A1-M1] S	8.80	-0.08	21.00	-7.59	2011.04	95.79
10	[A2-M2] S	8.85	-0.05	21.24	-5.23	2028.06	95.48
10	[A2-M2] S	8.90	-0.06	21.30	-6.05	2022.13	94.93
10	[A2-M2] S	8.95	-0.07	21.36	-6.65	2017.77	94.45
10	[A2-M2] S	9.00	-0.08	21.42	-7.06	2014.82	94.04
10	[A2-M2] S	9.05	-0.08	21.49	-7.30	2013.14	93.69
10	[A2-M2] S	9.10	-0.08	21.55	-7.37	2012.59	93.40
10	[A2-M2] S	9.15	-0.08	21.61	-7.31	2013.06	93.16
10	[A2-M2] S	9.20	-0.08	21.67	-7.12	2014.41	92.96
10	[A2-M2] S	9.25	-0.07	21.73	-6.83	2016.53	92.79
10	[A2-M2] S	9.30	-0.07	21.79	-6.44	2019.31	92.66
10	[A2-M2] S	9.35	-0.06	21.85	-5.98	2022.64	92.55
10	[A2-M2] S	9.40	-0.06	21.92	-5.46	2026.39	92.46
10	[A2-M2] S	9.45	-0.05	21.98	-4.89	2030.48	92.39
10	[A2-M2] S	9.50	-0.05	22.04	-4.30	2034.78	92.33
10	[A2-M2] S	9.55	-0.04	22.10	-3.68	2039.19	92.27
10	[A2-M2] S	9.60	-0.03	22.16	-3.07	2043.60	92.22
10	[A2-M2] S	9.65	-0.03	22.22	-2.48	2047.90	92.15
10	[A2-M2] S	9.70	-0.02	22.28	-1.91	2051.98	92.08
10	[A2-M2] S	9.75	-0.02	22.35	-1.39	2055.73	92.00
10	[A2-M2] S	9.80	-0.01	22.41	-0.93	2059.05	91.89
10	[A2-M2] S	9.85	-0.01	22.47	-0.55	2061.82	91.77
10	[A2-M2] S	9.90	0.00	22.53	-0.25	2063.93	91.61
10	[A2-M2] S	9.95	0.00	22.59	-0.07	2065.28	91.42

Verifica a SLU * Diagrammi M-N delle sezioni

Di seguito sono riportati per ogni tratto di armatura i diagrammi di interazione M_u-N_u della sezione; sono stati calcolati 16 punti per ogni sezione analizzata.

Per la costruzione dei diagrammi limiti si sono assunti i seguenti valori:

Tensione caratteristica cubica del cls	$R_{bk} = 30.0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Tensione caratteristica cilindrica del cls ($0.83 \times R_{bk}$)	$R_{ck} = 254 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
Fattore di riduzione per carico di lunga permanenza	$\psi = 0.85$
Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio	$f_{yk} = 431.5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Coefficiente di sicurezza cls	$\gamma_c = 1.50$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo del cls ($\psi R_{ck} / \gamma_c$)	$R_c^* = 144 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
Resistenza di calcolo dell'acciaio (f_{yk} / γ_s)	$R_s^* = 3826 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s = 2100000 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
Deformazione ultima del calcestruzzo	$\epsilon_{cu} = 0.0035 \text{ (0.35\%)}$
Deformazione del calcestruzzo al limite elastoplastico	$\epsilon_{ck} = 0.0020 \text{ (0.20\%)}$
Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_{yu} = 0.0100 \text{ (1.00\%)}$
Deformazione dell'acciaio al limite elastico (R_s^* / E_s)	$\epsilon_{yk} = 0.0014 \text{ (0.18\%)}$

Legame costitutivo del calcestruzzo

Per il legame costitutivo del calcestruzzo si assume il diagramma parabola-rettangolo espresso dalle seguenti relazioni:

Tratto parabolico: $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{ck}$

$$\sigma_c = \frac{R_c^* (2\epsilon_c \epsilon_{ck} - \epsilon_c^2)}{\epsilon_{ck}^2}$$

Tratto rettangolare: $\epsilon_{ck} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$

$$\sigma_c = R_c^*$$

Legame costitutivo dell'acciaio

Per l'acciaio si assume un comportamento elastico-perfettamente plastico espresso dalle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s \quad \text{per } 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sy}$$

$$\sigma_s = R_s^* \quad \text{per } \epsilon_{sy} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$$

Tratto armatura 1

Nr	N_u	M_u
1	-1511.6658	0.0000
2	0.0000	83.5300
3	275.4352	84.3689
4	413.1528	82.2826
5	550.8705	78.2930
6	688.5881	74.0607
7	826.3057	69.5788
8	964.0233	64.9048
9	1101.7409	59.9320
10	1239.4585	54.5615
11	1377.1762	48.7504
12	1514.8938	42.3736
13	1652.6114	35.2949
14	1790.3290	27.4422
15	1928.0466	19.0929
16	2065.7642	0.0000
17	2065.7642	0.0000
18	1928.0466	-19.0929
19	1790.3290	-27.4422
20	1652.6114	-35.2949
21	1514.8938	-42.3736
22	1377.1762	-48.7504
23	1239.4585	-54.5615
24	1101.7409	-59.9320
25	964.0233	-64.9048
26	826.3057	-69.5788
27	688.5881	-74.0607
28	550.8705	-78.2930
29	413.1528	-82.2826
30	275.4352	-84.3689
31	0.0000	-83.5300
32	-1511.6658	0.0000

Verifica sezione cordoli

Simbologia adottata

M_h	momento flettente espresso in [kNm] nel piano orizzontale
T_h	taglio espresso in [kN] nel piano orizzontale
M_v	momento flettente espresso in [kNm] nel piano verticale
T_v	taglio espresso in [kN] nel piano verticale

Cordolo N° 1 (X=0.00 m) (Cordolo in c.a.)

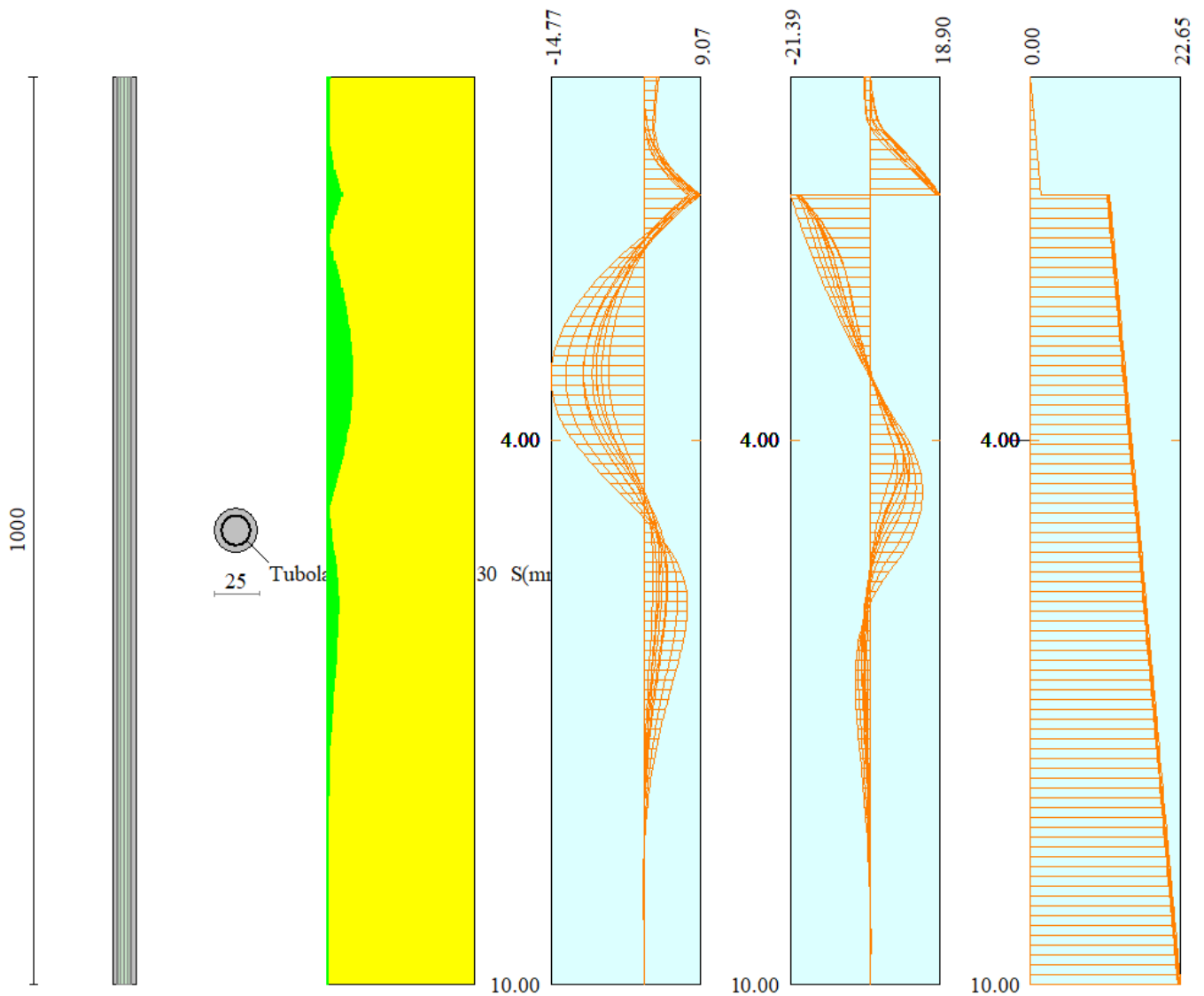
$B=110.00$ [cm]	$H=60.00$ [cm]		
$A_{fv}=22.12$ [cmq]	$A_{fh}=22.12$ [cmq]	Staffe $\phi 12/25$	$N_{bh}=4 - N_{bv}=4$
$M_h=9.09$ [kNm]	$M_{uh}=420.75$ [kNm]	$FS=46.31$	
$T_h=18.17$ [kN]	$T_{Rh}=1086.71$ [kN]	$FS_T=59.80$	
$M_v=1.29$ [kNm]	$M_{uv}=420.75$ [kNm]	$FS=325.03$	
$T_v=6.47$ [kN]	$T_R=759.48$ [kN]	$FS_{TV}=117.34$	

Cordolo N° 2 (X=1.30 m) (Cordolo in acciaio)

$A=156.20$ [cmq]	$W=1140.00$ [cm ³]		
$M_h=64.87$ [kNm]	$T_h=108.11$ [kN]	$M_v=20.91$ [kNm]	$T_v=46.62$ [kN]
$\sigma_f = 56.900$ [N/mmq]	$\tau_f = 6.921$ [N/mmq]	$\sigma_{id} = 58.149$ [N/mmq]	

INVILUPPO SOLLECITAZIONI

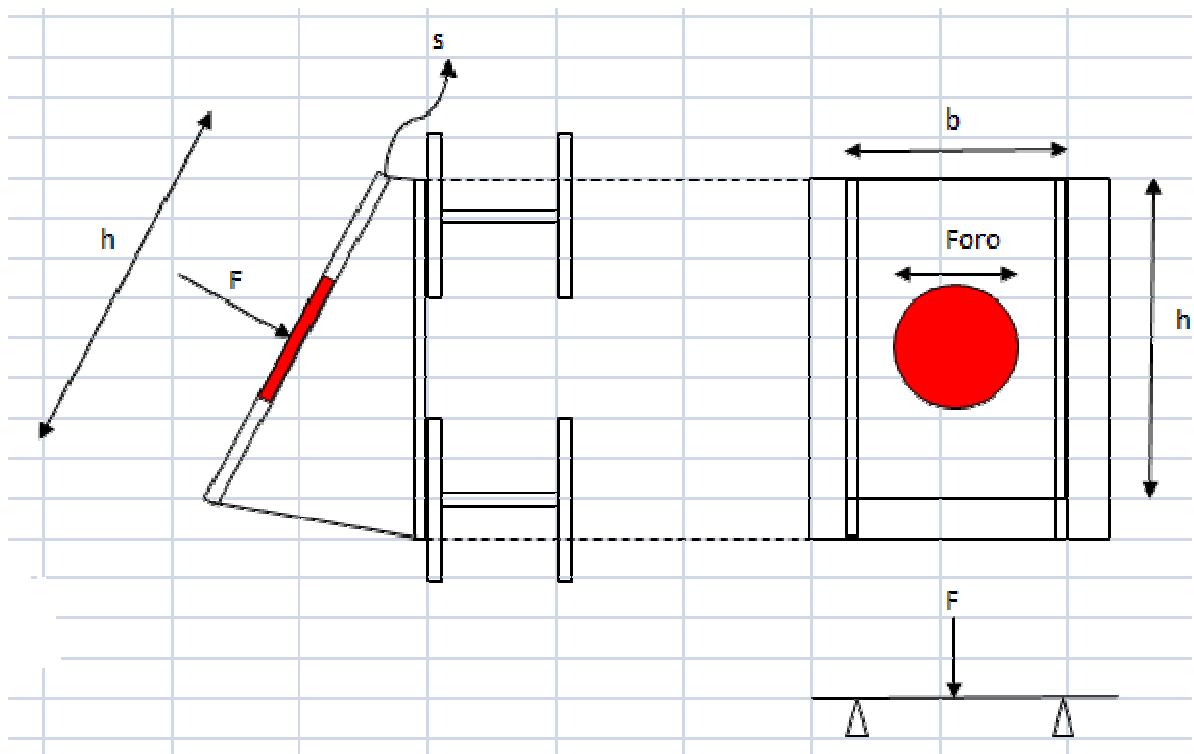
Nel diagramma seguente abbiamo da sinistra a destra l'andamento delle sollecitazioni massime (verde) rispetto al momento resistente della sezione (giallo) e gli involuipi delle sollecitazioni Momento Flettente, Taglio e Sforzo Normale :



VERIFICA PIASTRA DI ANCORAGGIO TIRANTE

Il tirante di ancoraggio trasmette alla piastra una forza concentrata. Il modello di calcolo adottato per la verifica della piastra è quello di una trave appoggiata con carico concentrato in mezzera. Attraverso il calcolo delle sollecitazioni agenti a seguito di detta forza, si sono fatte le dovute verifiche di resistenza.

Si è presa in esame il valore di reazione maggiormente sollecitante.



Dati Geometrici

Materiale	Tipo =	S 355	
	f_{yk} =	510 [Mpa]	510000 [kN/m ²]
	γ_{M0} =	1.05	
	b =	0.4 [m]	
	h =	0.51 [m]	
	s =	0.05 [m]	
	foro =	0.16 [m]	
	W =	0.000146 [m ³]	
	A =	0.0175 [m ²]	

Sollecitazioni

M =	25.23 [kNm]	(trave appoggiata con carico concentrato)
T =	126.13 [kN]	(trave appoggiata con carico concentrato)

Verifiche

$M_{c,Rd}$ =	70.83 [Mpa]
$V_{c,Rd}$ =	2750.34 [Mpa]

Flessione retta = ok

Taglio = ok