

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

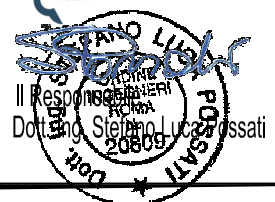


RAPPRESENTANTE: Dott. Ing. Alberto Scotti

RESPONSABILE DELL'INTERFAZIONE
TRA LE FUNZIONI SPECIALISTICHE:
Technital S.p.A. - Dott. Ing. Andrea Renzo



PROGETTAZIONE:



ELABORATO: **OPERE D'ARTE MINORI**
OPERE DI SOSTEGNO
MURO DI SOSTEGNO IMBOCCO SUD PEDESCALA
RELAZIONE DI CALCOLO

Progressivo Rev.
08 03 16 001 02

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA:
00	MARZO 2017	PRIMA EMISSIONE	3TI PROGETTI - F.DONATIELLO	P.DI SANZO	S.L.POSSATI	NOME FILE: J16L1_08_03_16_001_0102_OPD_02.dwg
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER ADEGUAMENTO CARTIGLIO	3TI PROGETTI - F.DONATIELLO	P.DI SANZO	S.L.POSSATI	CM. PROGR. FG. LIV. REV.
02	LUGLIO 2017	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI	3TI PROGETTI - PIERUCCI	M. SORGE	S.L.POSSATI	J16L1_08_03_16_001_0102_OPD_02

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

Committente:



Progettazione:

CONSORZIO RAETIA



PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

INDICE

1.	GENERALITÀ	3
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
	Calcestruzzo	5
	Acciaio d’armatura B450C	5
4.	TERRENI	6
5.	GEOMETRIA DEI MURI	7
6.	METODI DI CALCOLO	7
	Calcolo della spinta sul muro	7
	<i>Valori caratteristici e valori di calcolo</i>	7
	<i>Metodo di Culmann</i>	8
	<i>Spinta in presenza di sisma</i>	9
	Verifica a ribaltamento	10
	Verifica a scorrimento	11
	Verifica al carico limite	12
	Verifica alla stabilità globale	14
7.	CONDIZIONI DI CARICO	16
8.	IMPOSTAZIONI DI ANALISI	17
9.	DESCRIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO	19
10.	ANALISI DELLA SPINTA	25
11.	Sollecitazioni	27
	<i>Inviluppo Sollecitazioni</i>	27
	Armature	32
12.	Dichiarazioni secondo NTC 2008 (punto 10.2)	32
13.	Incidenze	34

1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo riporta il dimensionamento e le verifiche dell’opera di sostegno facente parte del progetto definitivo dell’Autostrada Valdastico A31 Nord - I Lotto “Piovene Rocchette - Valle dell’Astico”, situato in prossimità del Viadotto Assa Asse Nord e a sostegno del versante nord del torrente Assa lungo la strada podereale.

Premessa

L’opera è costituita da 1 concio di lunghezza del paramento 5,94m, spessore del paramento pari a 0,40m ed altezza variabile tra i 30cm al di sopra del ciglio stradale e i 2,15m dallo spiccato di fondazione.

Nel presente documento si analizza strutturalmente una sezione trasversale di altezza del paramento pari a 2,15m e soletta di fondazione di spessore 0,40m.

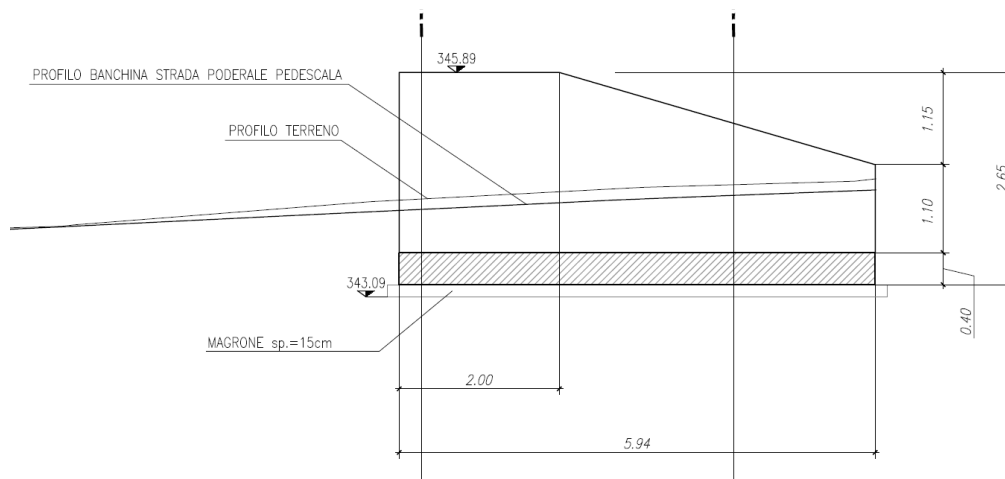


Figura 1 – Prospetto Muro.

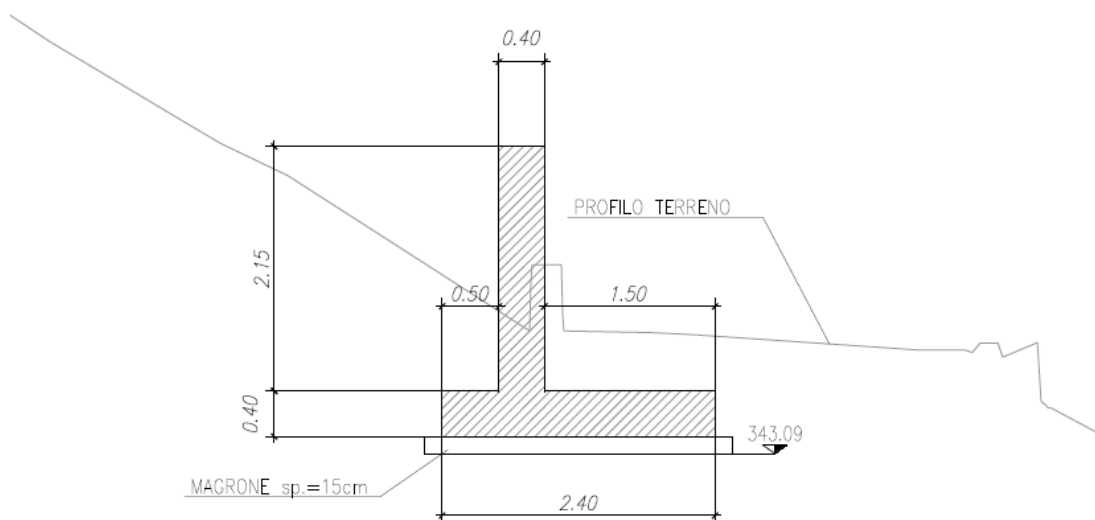


Figura 2 – Sezione trasversale.

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 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”;
- 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 | $f_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza cilindrica di progetto a compressione | $f_{cd} = 16,46 \text{ N/mm}^2$ |
| - Copriferro minimo | $c = 45 \text{ mm}$ |

Acciaio d'armatura B450C

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

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

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

4. TERRENI

Il dimensionamento delle opere è stato eseguito considerando un terreno di rinfiango laterale e di copertura avente le seguenti caratteristiche:

- peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 30^\circ$
- coesione $c = 0 \text{ kN/m}^2$

Per il terreno di fondazione si sono assunte le seguenti proprietà meccaniche:

- peso di volume $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 40^\circ$
- coesione $c = 0 \text{ kN/m}^2$

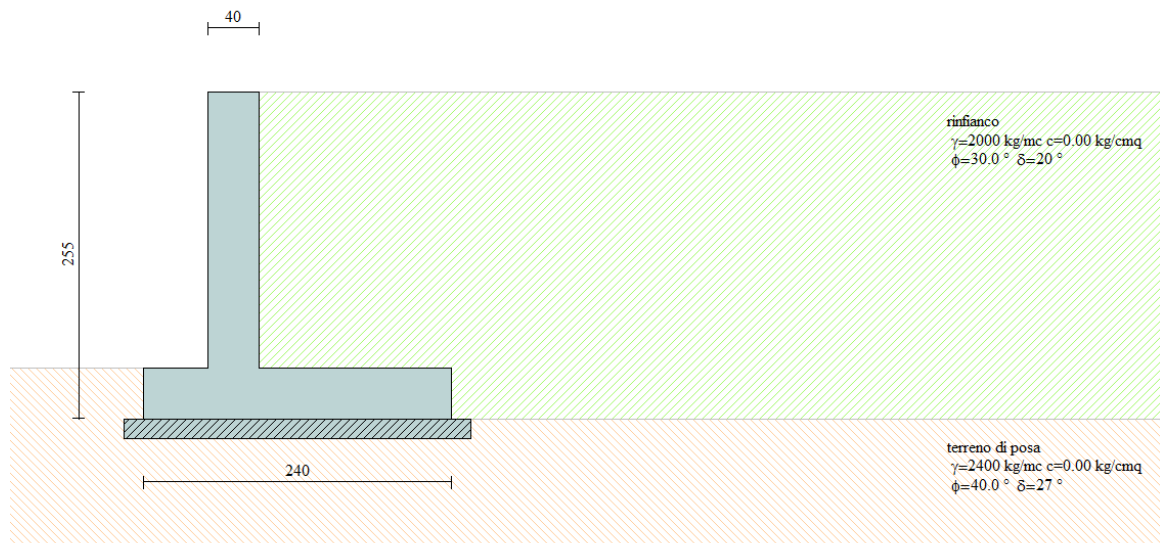


Figura 3 – Sezione stratigrafica.

5. GEOMETRIA DEI MURI

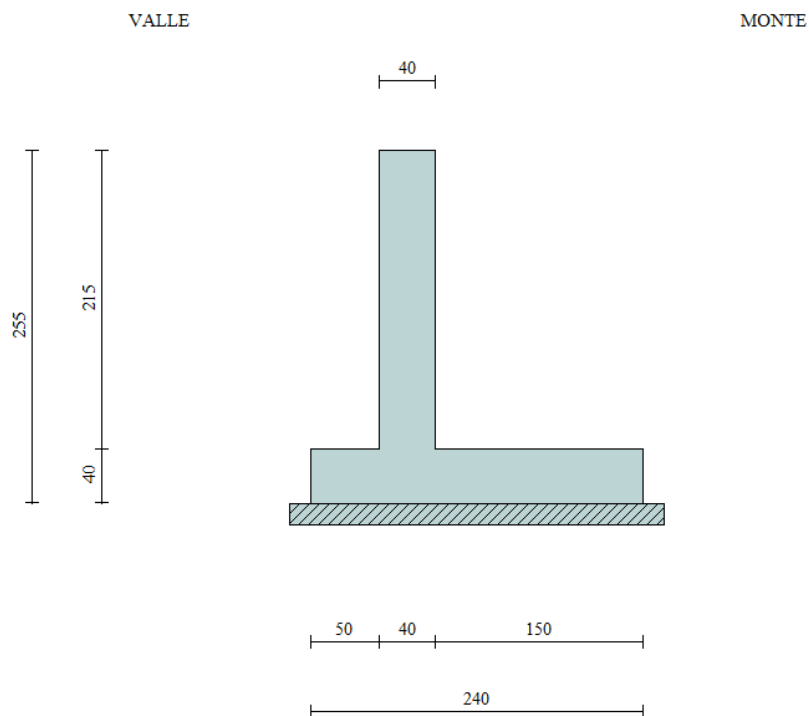


Figura 4 - Sezione trasversale.

6. METODI DI CALCOLO

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

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

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

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo

A1-M1 nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

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

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

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

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

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

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

Spinta in presenza di sisma

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

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

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

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

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

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

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

Terreno a bassa permeabilità

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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

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

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

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

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

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

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

Verifica a ribaltamento

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

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

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

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

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

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

Verifica a scorrimento

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

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

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

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

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

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

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

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

Verifica al carico limite

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

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

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

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

$$q_u = c N_c S_c + q N_q + 0.5 B \gamma N_\gamma S_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

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

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

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

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

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

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

Il 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 Meyerhof

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

Verifica alla stabilità globale

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

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

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

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

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

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

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

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 Meyerhof**

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
γ_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	γ_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) - Sisma Vert. negativo

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

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

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

Combinazione n° 6 - 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° 7 - 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° 8 - 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° 9 - 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° 10 - 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° 11 - 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° 12 - 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° 13 - 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° 14 - 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

Combinazione n° 15 - 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

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 Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

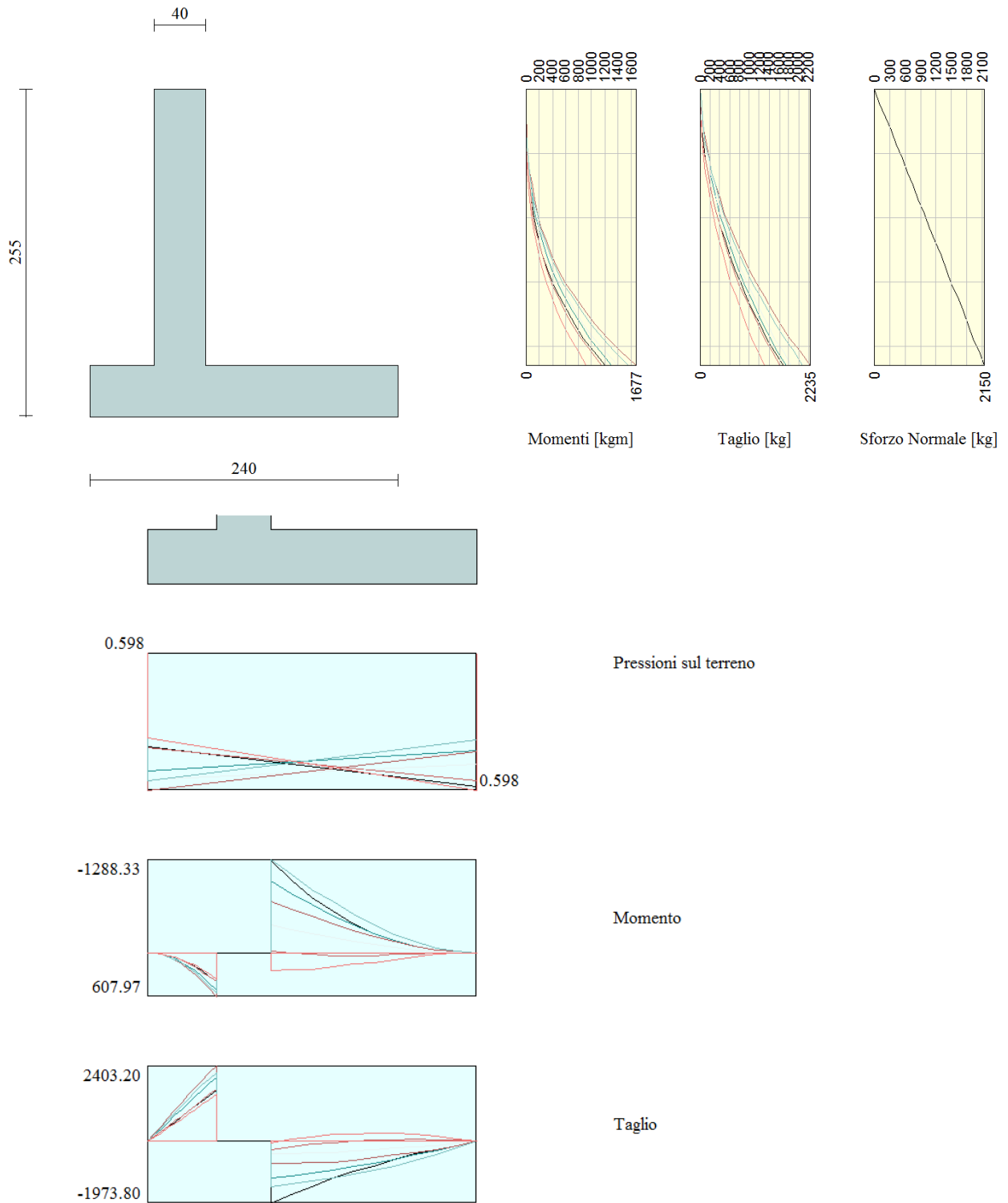
Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.72 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.13
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)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 9.75$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.87$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)	0	
Lunghezza del muro	1.00	[m]
Peso muro	4550	[kg]
Baricentro del muro	X=0.06	Y=-1.75
<u>Superficie di spinta</u>		
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1.50	Y = -2.55
Punto superiore superficie di spinta	X = 1.50	Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	2.55	[m]
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)	0.00	[°]

11. Sollecitazioni

Inviluppo Sollecitazioni



Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kgm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kg]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kg]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.11	107.50	107.50	0.14	0.74	4.04	15.55
3	0.21	215.00	215.00	1.16	3.71	16.16	41.22
4	0.32	322.50	322.50	3.91	9.97	36.36	77.01
5	0.43	430.00	430.00	9.27	20.63	64.64	122.93
6	0.54	537.50	537.50	18.10	36.76	101.00	178.98
7	0.65	645.00	645.00	31.27	59.47	145.44	245.16
8	0.75	752.50	752.50	49.66	89.83	197.96	321.46
9	0.86	860.00	860.00	74.12	128.95	258.56	407.89
10	0.97	967.50	967.50	105.54	177.89	327.25	504.44
11	1.07	1075.00	1075.00	144.77	237.76	404.01	611.12
12	1.18	1182.50	1182.50	192.69	309.65	488.85	727.93
13	1.29	1290.00	1290.00	250.16	394.63	581.77	854.86
14	1.40	1397.50	1397.50	318.06	493.80	682.77	991.92
15	1.50	1505.00	1505.00	397.25	608.26	791.85	1139.10
16	1.61	1612.50	1612.50	488.60	739.07	909.01	1296.42
17	1.72	1720.00	1720.00	592.97	887.35	1034.25	1463.85
18	1.83	1827.50	1827.50	711.25	1054.17	1167.58	1641.42
19	1.94	1935.00	1935.00	844.29	1240.62	1308.98	1829.11
20	2.04	2042.50	2042.50	992.97	1447.79	1458.46	2026.92
21	2.15	2150.00	2150.00	1158.15	1676.77	1616.02	2234.87

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.11	107.50	107.50	0.12	0.12	3.23	3.23
3	0.21	215.00	215.00	0.93	0.93	12.92	12.92
4	0.32	322.50	322.50	3.12	3.12	29.06	29.06
5	0.43	430.00	430.00	7.40	7.40	51.66	51.66
6	0.54	537.50	537.50	14.46	14.46	80.72	80.72
7	0.65	645.00	645.00	24.99	24.99	116.23	116.23
8	0.75	752.50	752.50	39.68	39.68	158.20	158.20
9	0.86	860.00	860.00	59.24	59.24	206.63	206.63
10	0.97	967.50	967.50	84.34	84.34	261.52	261.52
11	1.07	1075.00	1075.00	115.69	115.69	322.86	322.86
12	1.18	1182.50	1182.50	153.99	153.99	390.66	390.66
13	1.29	1290.00	1290.00	199.92	199.92	464.92	464.92
14	1.40	1397.50	1397.50	254.18	254.18	545.64	545.64
15	1.50	1505.00	1505.00	317.46	317.46	632.81	632.81
16	1.61	1612.50	1612.50	390.46	390.46	726.44	726.44
17	1.72	1720.00	1720.00	473.88	473.88	826.53	826.53
18	1.83	1827.50	1827.50	568.40	568.40	933.07	933.07
19	1.94	1935.00	1935.00	674.72	674.72	1046.08	1046.08
20	2.04	2042.50	2042.50	793.54	793.54	1165.54	1165.54
21	2.15	2150.00	2150.00	925.54	925.54	1291.45	1291.45

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 [kgm]

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

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.05	3.83	6.21	153.65	248.07
3	0.10	15.40	24.78	309.14	494.41
4	0.15	34.78	55.62	466.48	739.03
5	0.20	62.07	98.65	625.68	981.93
6	0.25	97.38	153.79	786.71	1223.12
7	0.30	140.78	220.94	949.60	1462.58
8	0.35	192.37	300.01	1114.34	1700.31
9	0.40	252.24	390.94	1280.92	1936.33
10	0.45	320.49	493.62	1449.35	2170.63
11	0.50	397.21	607.97	1619.63	2403.20

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.05	3.44	3.44	138.03	138.03
3	0.10	13.84	13.84	278.39	278.39
4	0.15	31.32	31.32	421.10	421.10
5	0.20	55.99	55.99	566.13	566.13
6	0.25	87.97	87.97	713.51	713.51
7	0.30	127.38	127.38	863.22	863.22
8	0.35	174.33	174.33	1015.27	1015.27
9	0.40	228.95	228.95	1169.66	1169.66
10	0.45	291.34	291.34	1326.38	1326.38
11	0.50	361.62	361.62	1485.44	1485.44

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 [kgm]

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

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.15	-16.68	2.78	-219.55	34.87
3	0.30	-65.02	9.79	-422.24	56.28
4	0.45	-142.51	19.00	-608.07	64.22
5	0.60	-246.60	28.38	-777.03	58.70
6	0.75	-374.77	35.93	-929.14	39.70
7	0.90	-524.50	39.62	-1064.38	7.24
8	1.05	-693.24	37.43	-1207.02	-38.69
9	1.20	-878.48	27.34	-1445.98	-98.09
10	1.35	-1077.69	7.33	-1701.57	-170.95
11	1.50	-1288.33	-24.62	-1973.80	-257.28

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.15	7.13	7.13	91.56	91.56
3	0.30	26.42	26.42	162.08	162.08
4	0.45	54.70	54.70	211.58	211.58
5	0.60	88.84	88.84	240.04	240.04
6	0.75	125.66	125.66	247.48	247.48
7	0.90	162.03	162.03	233.88	233.88

8	1.05	194.78	194.78	199.25	199.25
9	1.20	220.75	220.75	143.60	143.60
10	1.35	236.80	236.80	66.91	66.91
11	1.50	239.77	239.77	-30.81	-30.81

Armature

Paramento	<i>Anteriore</i>	<i>Posteriore</i>
	Φ20/20	Φ20/20
Soletta	<i>Superiore</i>	<i>Inferiore</i>
	Φ16/20	Φ16/20

12. Dichiarazioni secondo NTC 2008 (punto 10.2)

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	10.10
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	3TI ITALIA S.P.A.
Licenza	AIR0126UF

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

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

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

13. Incidenze

Paramento [Kg/mc]
70
Soletta [Kg/mc]
60