

PISU Asti - Ovest

Programma operativo regionale 2007/2013 finanziato dal F.E.S.R. a titolo dell'obiettivo "Competitività ed occupazione" Asse III.2.2 "Riqualificazione aree degradate". Progetto Integrato di Sviluppo Urbano (P.I.S.U.) denominato "Asti - Ovest".

Scheda O1

RIQUALIFICAZIONE QUARTIERE TORRETTA

Intervento A.3.5

Completamento Strada Laverdina

Scheda n°112
P.T. 2012/2014

CUP Master: G31B11000570007
CUP: G36G11000150007

**P
R
O
G
E
T
T
O

E
s
e
c
u
t
i
v
o**

Elaborato:

2.4

**RELAZIONE SPECIALISTICA
OPERE IN CEMENTO ARMATO
RELAZIONI DI CALCOLO**

Responsabile ATP Progettazione:

Arch. Stefano BIANCO

Gruppo ATP Progettazione:

**Ing. Andrea ERCOLE
Geol. Massimo CASTELLARO**

Asti, 14/10/2013

Collaboratori tecnici del RUP

Ing. Marina PARRINELLO

Geom. Aldo VALLE

Arch. Francesco FIORETTI

Il Responsabile del Procedimento

Arch. Antonio SCARAMOZZINO

RELAZIONE SPECIALISTICA DELLE STRUTTURE

Relazione Specialistica delle Strutture

Il progetto di sistemazione di Strada Laverdina prevede la realizzazione di una serie di opere di sostegno delle terre, funzionali alla realizzazione della nuova viabilità.

La nuova strada si configura come strada urbana di tipo D/E e quindi dovrà rispondere a tutte le norme derivanti da tale classificazione.

In particolare, per gli effetti del traffico veicolare che si troverà a transitare lungo la nuova viabilità, sono stati ipotizzati nuovi carichi accidentali, sicuramente non previsti nella situazione attuale: per quel che riguarda la sede stradale, il carico accidentale dovuto al traffico veicolare è stato quantificato in 2.000 daN/mq, mentre, per quel che riguarda i marciapiedi, il carico previsto è quello di folla compatta, pari a 600 daN/mq.

Tutte le strutture sono state dimensionate in accordo con le NTC vigenti.

Per i manufatti in conglomerato cementizio armato si è ipotizzata una classe di esposizione tipo XF2: da qui deriva l'obbligo di impiegare conglomerati di classe minima C25/30 (Rck 300) e l'adozione di un copriferro C_{min} , $d_{ur} = 30$ mm (a cui sono da aggiungere i 10 mm di tolleranza di posa armature, per cui il copri ferro nominale C_{nom} sarà almeno pari a 40 mm).

In generale si tratta di muri di modesta altezza (max. 3 mt circa) e quindi di scarsa rilevanza strutturale.

Le uniche particolarità sono osservabili in corrispondenza dello spigolo del campo da calcio (in cui la sede stradale risulta, sia pur in minima parte, sospesa sull'area sportiva) ed in corrispondenza del tratto di muro all'estremità Est della viabilità oggetto del presente intervento.

Nel primo caso, la particolare geometria della struttura ha richiesto una modellazione agli elementi finiti realizzata con il software Nolian AllInOne v. 36, prodotto dalla società Softing.

Nel secondo caso, esisteva già un muro di sostegno, del quale sono purtroppo del tutto sconosciute le caratteristiche strutturali (armatura, spessore alla base e dimensioni della fondazione).

Per di più, il conglomerato costituente la suddetta struttura presenta, allo stato attuale, evidenti segnali di degrado tali da comprometterne l'efficacia strutturale.

In questo tratto la sede stradale è priva di banchina e di marciapiede: risulta quindi necessario, alla sommità del muro, un guard-rail in grado di assorbire, come da indicazioni di norma (p.to 3.6.3.3.2 NTC), una forza localizzata (dovuta a collisioni accidentali) pari a 100 KN (10.000 daN) applicata (trasversalmente all'elemento protettivo) ad una altezza pari alla minore tra l'altezza del guard rail -100 mm) ed 1.00 mt sopra il livello del piano di marcia.

Alla luce delle considerazioni suesposte, il progettista strutturale ha quindi deciso di prescindere dall'attuale struttura (che non possiede le minime caratteristiche richieste) e di realizzare, a tergo del muro esistente (previa la demolizione di circa 30 cm dell'estremità superiore del manufatto attualmente in loco), un nuovo muro, del tutto rispondente alle attuali normative.

Tutti i muri di sostegno, salvo quanto precedentemente segnalato, sono stati dimensionati con l'ausilio del software Max v. 10 prodotto dalla società Aztec Informatica.

I parametri geotecnici adottati per valutare le spinte geostatiche sono quelli dedotti dalla relazione geologico-geotecnica prodotta dal Geol. Dott. Castellaro.

Tra le azioni a cui sono sottoposti i muri, in accordo con le attuali norme, sono stati presi in conto anche gli effetti del sisma, valutati in accordo con le attuali normative e con la vigente classificazione sismica del territorio nazionale.

In particolare si segnala che Asti è inserito tra i comuni appartenenti alla zona 4 e quindi a minor rischio sismico.

Quali esempi significativi della metodologia di calcolo adottata si riportano di seguito i calcoli strutturali dei muri più significativi previsti in progetto e denominati:

- **M1.1: sito in corrispondenza nel n° civico 20 di strada Laverdina;**
- **M3.1: adiacente alla scalinata di collegamento al quartiere Torretta;**
- **M8.1: presso la rotatoria su corso Ivrea e a sostegno del nuovo parcheggio.**

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009
- Circolare C.S.L.P. 02/02/2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
 - Verifica a ribaltamento
 - Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
 - Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
 - Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

M1.1: sito in corrispondenza nel n°civico 20 di strada La verdina.**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 disuguaglianza

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

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_r 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

$$F_r = N \tan \delta_r + c_a B_r$$

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_r , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_r 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 $\eta_q \geq 1.0$.
Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

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 vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

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:

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

dove il termine m è espresso da

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

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

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi 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.

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 2

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:

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30	1,50	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2	M2	M1
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:

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
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:

Parametri		M1	M2	M2	M1
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

Verifica

	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	1,60 [m]
Spessore in sommità	0,25 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,25 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	29,10 [m]
<u>Fondazione</u>	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0,25 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0,50 [m]
Lunghezza totale fondazione	1,00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,35 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

<i>Calcestruzzo</i>	
Peso specifico	2500,0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	305,9 [kg/cm ²]
Modulo elastico E	320665,55 [kg/cm ²]
<i>Acciaio</i>	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	4588,0 [kg/cm ²]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
 X ascissa del punto espressa in [m]
 Y ordinata del punto espressa in [m]
 A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	10,00	0,00	0,00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0,00 [°]
 Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0,30 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno
 Descrizione Descrizione terreno
 γ Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
 γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
 ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]
 δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
 c Coesione espressa in [kg/cm²]
 c_a Adesione terra-muro espressa in [kg/cm²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Terreno 1	1760	1880	25.00	16.67	0,050	0,000
Terreno 2	2140	2320	38.00	25.33	0,200	0,100

Stratigrafia

Simbologia adottata

N Indice dello strato
 H Spessore dello strato espresso in [m]
 a Inclinazione espressa in [°]
 Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
 Ks Coefficiente di spinta
 Terreno Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	5,00	0,00	1,36	0,00	Terreno 1
2	10,00	0,00	0,00	0,00	Terreno 2

Terreno di riempimento (drenante) Terreno 2

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
 F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
 F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
 M Momento espresso in [kgm]
 X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
 X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
 Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kg/m]
 Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kg/m]
 D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n°1 (Accidentale)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=10,00$	$Q_i=250,00$	$Q_f=250,00$
---	---------	------------	-------------	--------------	--------------

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

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

 γ Coefficiente di partecipazione della condizione Ψ Coefficiente di combinazione della condizioneCombinazione 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
Accidentale	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Accidentale	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Accidentale	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Accidentale	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°5 - 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
Accidentale	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n°6 - 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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°7 - 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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°8 - 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
Accidentale	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
Accidentale	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

Accidentale	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
Accidentale	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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLUCoefficienti 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

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00***Impostazioni avanzate***

Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni

Influenza del terreno sulla fondazione di valle nelle verifiche e nel calcolo delle sollecitazioni

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

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{sco}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{rib}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{qlim}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{stab}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,59	--	5,30	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,03	--	4,41	--
3	A1-M1 - [1]	--	1,81	--	4,66	--
4	A1-M1 - [1]	--	1,81	--	4,97	--
5	EQU - [1]	--	--	4,94	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	2,24
7	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	2,37	--	5,99	--
8	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	2,33	--	5,89	--
9	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	5,53	--	--
10	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5,64	--	--
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2,18
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2,19

Analisi della spinta e verifiche

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 Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.41 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.80
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g) \cdot \beta_m \cdot St \cdot S = 1.34$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 \cdot k_h = 0.67$

Forma diagramma incremento sismico

Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)
 Lunghezza del muro

0,0
 29,10 [m]

Peso muro
 Baricentro del muro

1875,00 [kg]
 X=-0,07 Y=-1,26

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 0,50 Y = -1,95
Punto superiore superficie di spinta	X = 0,50 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	1,95 [m]
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)	0,00 [°]

COMBINAZIONE n° 1

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	806,81	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	772,92	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	231,40	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,48	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,67	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,19	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1874,50	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,25	[m]	Y = -0,80	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	772,92	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	4112,90	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	4112,90	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	772,92	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0,01	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Risultante in fondazione	4184,89	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10,64	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-46,85	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	21804,56	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,3832	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,4394	[kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 20.72$	$N_q = 10.66$	$N_\gamma = 6.77$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,78$	$i_q = 0,78$	$i_\gamma = 0,33$
Fattori profondità	$d_c = 1,20$	$d_q = 1,10$	$d_\gamma = 1,10$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 19.40$	$N'_q = 9.14$	$N'_\gamma = 2.46$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.59
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	5.30

Sollecitazioni paramento

Combinazione n°1

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

Nr.	Y	N	M	T
1	0,16	100,00	0,00	0,00
2	0,40	250,00	0,00	0,00
3	0,64	400,00	0,00	0,00
4	0,88	550,04	0,00	0,09
5	1,12	707,31	0,22	15,44
6	1,36	885,21	6,58	74,36
7	1,60	1084,69	29,94	178,88

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n°1

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

Nr.	X	M	T
1	0,03	0,71	56,94
2	0,10	11,45	229,85
3	0,18	35,27	405,93
4	0,25	72,41	585,16

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n°1

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

Nr.	X	M	T
1	0,05	-1,58	-63,56
2	0,20	-25,89	-262,68
3	0,35	-81,02	-474,45
4	0,50	-168,86	-698,87

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n°1

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

B base della sezione espressa in [cm]
 H altezza della sezione espressa in [cm]
 A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
 A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
 N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]
 M_u momento ultimo espresso in [kgm]
 CS coefficiente sicurezza sezione
 V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
 V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
 V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0,16	100, 25	7,70	7,70	349174	0	3491,74	10592	--	--
2	0,40	100, 25	7,70	7,70	349174	0	1396,70	10611	--	--
3	0,64	100, 25	7,70	7,70	349174	0	872,93	10629	--	--
4	0,88	100, 25	7,70	7,70	349167	3	634,80	10647	--	--
5	1,12	100, 25	7,70	7,70	348868	-109	493,23	10667	--	--
6	1,36	100, 25	7,70	7,70	342004	-2544	386,36	10689	--	--
7	1,60	100, 25	7,70	7,70	318604	-8794	293,73	10713	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n°1

Simbologia adottata	
B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
V _{Rd}	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,03	100, 35	7,70	7,70	0	8995	12652,51	13363	--	--
2	0,10	100, 35	7,70	7,70	0	8995	785,93	13363	--	--
3	0,18	100, 35	7,70	7,70	0	8995	255,06	13363	--	--
4	0,25	100, 35	7,70	7,70	0	8995	124,22	13363	--	--

Fondazione di monte

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

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,05	100, 35	7,70	7,70	0	-8995	5681,80	13363	--	--
2	0,20	100, 35	7,70	7,70	0	-8995	347,40	13363	--	--
3	0,35	100, 35	7,70	7,70	0	-8995	111,03	13363	--	--
4	0,50	100, 35	7,70	7,70	0	-8995	53,27	13363	--	--

COMBINAZIONE n°2

Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	806,81	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	772,92	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	231,40	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,48	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,67	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,19	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2388,10	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,25	[m]	Y = -0,80	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	772,92	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	5228,60	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	5228,60	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	772,92	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0,02	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Risultante in fondazione	5285,42	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8,41	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-122,90	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	23052,24	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,4491	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,5966	[kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	N _c = 20.72	N _q = 10.66	N _γ = 6.77
Fattori forma	s _c = 1,00	s _q = 1,00	s _γ = 1,00
Fattori inclinazione	i _c = 0,82	i _q = 0,82	i _γ = 0,44
Fattori profondità	d _c = 1,20	d _q = 1,10	d _γ = 1,10

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 20.50$

$N'_q = 9.66$

$N'_\gamma = 3.28$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

2.03
4.41

Sollecitazioni paramento

Combinazione n°2

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

Nr.	Y	N	M	T
1	0,16	130,00	0,00	0,00
2	0,40	325,00	0,00	0,00
3	0,64	520,00	0,00	0,00
4	0,88	715,04	0,00	0,09
5	1,12	917,31	0,22	15,44
6	1,36	1140,21	6,58	74,36
7	1,60	1384,69	29,94	178,88

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n°2

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

Nr.	X	M	T
1	0,03	0,84	67,14
2	0,10	13,58	274,10
3	0,18	42,16	489,36
4	0,25	87,19	712,91

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n°2

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

Nr.	X	M	T
1	0,05	0,03	0,77
2	0,20	-0,92	-19,03
3	0,35	-7,33	-72,02
4	0,50	-24,19	-158,20

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n°2

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

B base della sezione espressa in [cm]
 H altezza della sezione espressa in [cm]
 A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
 A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
 N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]
 M_u momento ultimo espresso in [kgm]
 CS coefficiente sicurezza sezione
 V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
 V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
 V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0,16	100, 25	7,70	7,70	349174	0	2685,95	10596	--	--
2	0,40	100, 25	7,70	7,70	349174	0	1074,38	10620	--	--
3	0,64	100, 25	7,70	7,70	349174	0	671,49	10644	--	--
4	0,88	100, 25	7,70	7,70	349168	2	488,32	10668	--	--
5	1,12	100, 25	7,70	7,70	348938	-84	380,39	10693	--	--
6	1,36	100, 25	7,70	7,70	343582	-1984	301,33	10720	--	--
7	1,60	100, 25	7,70	7,70	329118	-7116	237,68	10750	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n°2

Simbologia adottata	
B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
V _{Rd}	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,03	100, 35	7,70	7,70	0	8995	10742,50	13363	--	--
2	0,10	100, 35	7,70	7,70	0	8995	662,29	13363	--	--
3	0,18	100, 35	7,70	7,70	0	8995	213,36	13363	--	--
4	0,25	100, 35	7,70	7,70	0	8995	103,17	13363	--	--

Fondazione di monte

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

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,05	100, 35	7,70	7,70	0	8995	259465,71	13363	--	--
2	0,20	100, 35	7,70	7,70	0	-8995	9776,17	13363	--	--
3	0,35	100, 35	7,70	7,70	0	-8995	1226,43	13363	--	--
4	0,50	100, 35	7,70	7,70	0	-8995	371,92	13363	--	--

COMBINAZIONE n°5

Valore della spinta statica	925,02	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	899,58	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	215,45	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,45	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	13,47	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53,58	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1678,30	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,25	[m]	Y = -0,80	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	899,58	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	3700,05	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	449,70	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	2220,28	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	3700,05	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	899,58	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,02	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,00	[m]
Risultante in fondazione	3807,84	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,66	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	79,45	[kgm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	4.94
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n°11

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kg]
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b larghezza della striscia espressa in [m]
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0,47 Y[m]= 0,31

Raggio del cerchio R[m]= 2,46

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -2,34

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 1,98

Larghezza della striscia dx[m]= 0,17

Coefficiente di sicurezza C= 2.18

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	137,36	74.37	132,28	0,64	20.46	0,04	0,00
2	283,82	63.29	253,53	0,38	20.46	0,04	0,00
3	374,16	55.27	307,51	0,30	20.46	0,04	0,00
4	442,12	48.69	332,08	0,26	20.46	0,04	0,00
5	496,55	42.89	337,94	0,24	20.46	0,04	0,00
6	541,30	37.60	330,27	0,22	20.46	0,04	0,00
7	578,47	32.67	312,23	0,21	20.46	0,04	0,00
8	609,36	28.00	286,04	0,20	20.46	0,04	0,00
9	699,48	23.52	279,15	0,19	20.46	0,04	0,00
10	805,45	19.19	264,79	0,18	20.46	0,04	0,00
11	821,66	14.98	212,35	0,18	20.46	0,04	0,00
12	864,26	10.84	162,60	0,18	20.46	0,04	0,00
13	840,74	6.77	99,07	0,17	20.46	0,04	0,00
14	302,04	2.72	14,36	0,17	20.46	0,04	0,00
15	273,54	-1.30	-6,22	0,17	20.46	0,04	0,00
16	254,83	-5.34	-23,71	0,17	20.46	0,04	0,00
17	248,00	-9.40	-40,51	0,18	20.46	0,04	0,00
18	237,31	-13.51	-55,45	0,18	20.46	0,04	0,00
19	222,58	-17.70	-67,66	0,18	20.46	0,04	0,00
20	203,55	-21.98	-76,18	0,19	20.46	0,04	0,00
21	179,84	-26.40	-79,96	0,19	20.46	0,04	0,00
22	150,95	-30.99	-77,73	0,20	20.46	0,04	0,00
23	116,11	-35.83	-67,96	0,21	20.46	0,04	0,00
24	74,22	-40.98	-48,67	0,23	20.46	0,04	0,00
25	23,53	-46.57	-17,08	0,25	20.46	0,04	0,00

 $\Sigma W_i = 9781,23$ [kg] $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 2763,06$ [kg] $\Sigma W_i \tan \phi_i = 3648,85$ [kg] $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 2.77$

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	0,16	100,00	130,00	0,00	0,11	0,00	1,34
2	0,40	250,00	325,00	0,00	0,67	0,00	3,36
3	0,64	400,00	520,00	0,00	1,72	0,00	5,38
4	0,88	550,00	715,04	0,00	3,25	0,09	7,40
5	1,12	700,63	917,31	0,22	5,23	10,75	15,44
6	1,36	864,76	1140,21	6,58	9,00	42,60	74,36
7	1,60	1050,54	1384,69	23,17	29,94	120,21	178,88

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	0,03	0,57	0,87	45,74	69,92
2	0,10	9,30	14,00	188,51	280,10
3	0,18	29,05	42,90	339,59	490,91
4	0,25	60,45	87,65	498,98	712,91

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	0,05	-1,58	0,22	-63,56	8,25
2	0,20	-25,89	2,06	-262,68	10,68
3	0,35	-81,02	1,75	-474,45	-20,35
4	0,50	-168,86	-5,72	-698,87	-84,84

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

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

B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M_u momento ultimo espresso in [kgm]
CS coefficiente sicurezza sezione
VRcd Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
VRsd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,16	100, 25	7,70	7,70	348118	0	2685,95	10592	--	--
2	0,40	100, 25	7,70	7,70	346547	0	1074,38	10611	--	--
3	0,64	100, 25	7,70	7,70	344989	0	671,49	10629	--	--
4	0,88	100, 25	7,70	7,70	343446	2	488,32	10647	--	--
5	1,12	100, 25	7,70	7,70	341977	-84	380,39	10666	--	--
6	1,36	100, 25	7,70	7,70	339233	-1984	301,33	10686	--	--
7	1,60	100, 25	7,70	7,70	318604	-7116	237,68	10709	--	--

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
V _{Rd}	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

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

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,03	100, 35	7,70	7,70	0	8995	10294,01	13363	--	--
2	0,10	100, 35	7,70	7,70	0	8995	642,73	13363	--	--
3	0,18	100, 35	7,70	7,70	0	8995	209,66	13363	--	--
4	0,25	100, 35	7,70	7,70	0	8995	102,63	13363	--	--

Fondazione di monte

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

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,05	100, 35	7,70	7,70	0	-8995	5681,80	13363	--	--
2	0,20	100, 35	7,70	7,70	0	-8995	347,40	13363	--	--
3	0,35	100, 35	7,70	7,70	0	-8995	111,03	13363	--	--
4	0,50	100, 35	7,70	7,70	0	-8995	53,27	13363	--	--

Elenco ferri

Simbologia adottata

Destinazione	Destinazione ferro
ϕ	Diametro ferro espresso in [mm]
n	Numero tondini
L	Lunghezza totale ferro espressa in [cm]
P	Peso singolo ferro espresso in [kg]
P_g	Peso gruppo espresso in [kg]

Destinazione	ϕ	n	L	P	P_g
Fondazione	14,00	5	177,80	2,15	10,74
Fondazione	14,00	5	177,80	2,15	10,74
Paramento	14,00	5	240,00	2,90	14,50
Paramento	14,00	5	240,00	2,90	14,50
Fondazione	8,00	6	42,17	0,17	1,00
Paramento	8,00	6	32,28	0,13	0,76

Elenco Prezzi Unitari

Calcestruzzo in elevazione	(E/mc)	72.30
Calcestruzzo in fondazione	(E/mc)	61.97
Calcestruzzo magro	(E/mc)	46.48
Acciaio per armature	(E/kg)	0.90
Casseformi	(E/mq)	13.94
Scavo di sbancamento	(E/mc)	3.62
Scavo a sezione obbligata	(E/mc)	9.30
Materiale drenante	(E/mc)	18.08

Computo dei ferri (per metro lineare di muro)

Diametro (mm)	Lunghezza (m)	Peso (kg)
14	41.78	50.49
10	22.00	13.56
8	6.06	2.39

Computo delle quantità (per metro lineare di muro)

Calcestruzzo in elevazione	(mc)	0.40
Calcestruzzo in fondazione	(mc)	0.35
Calcestruzzo magro	(mc)	0.10
Acciaio per armature	(kg)	66.44
Casseformi	(mq)	3.20
Scavo di sbancamento	(mc)	0.00
Scavo a sezione obbligata	(mc)	0.35
Materiale drenante	(mc)	0.00

Computo metrico (per metro lineare di muro)

Descrizione	U.M.	Quantità	Prezzo U.	Importo(Euro)
Calcestruzzo in elevazione	(mc)	0.40	72.30	28.92
Calcestruzzo in fondazione	(mc)	0.35	61.97	21.69
Calcestruzzo magro	(mc)	0.10	46.48	4.65
Acciaio per armature	(kg)	66.44	0.90	59.80
Casseformi	(mq)	3.20	13.94	44.61
Scavo di sbancamento	(mc)	0.00	3.62	0.00
Scavo a sez.obbligata	(mc)	0.35	9.30	3.26
Materiale drenante	(mc)	0.00	18.08	0.00
IMPORTO MURO	Euro			162.92

IMPORTO TOTALE MURO	162.92 x 29.10 (m)	4740.97
IMPORTO TOTALE OPERA		4740.97

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2008 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

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

Tipo di analisi svolta

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.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

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	Ing. Mangone Franco
Licenza	AIU3784F8

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.

M3.1: adiacente alla scalinata di collegamento al quartiere Torretta.

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_t 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

$$F_r = N \tan \delta_t + c_a B_r$$

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_t , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_t 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 $\eta_q \geq 1.0$.
Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{c,i_c} + q N_q d_{q,i_q} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{\gamma,i_\gamma}$$

In questa espressione

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 vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \tan \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

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:

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

dove il termine m è espresso da

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

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

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi 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.

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 2

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:

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30	1,50	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2	M2	M1
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:

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
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:

Parametri		M1	M2	M2	M1
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

Verifica

	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	2,85 [m]
Spessore in sommità	0,35 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,35 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	34,30 [m]
<u>Fondazione</u>	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0,45 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,35 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,15 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,50 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico	2500,0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	305,9 [kg/cm ²]
Modulo elastico E	320665,55 [kg/cm ²]

Acciaio

Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	4588,0 [kg/cm ²]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	1,50	0,00	0,00
2	10,00	0,00	0,00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0,00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0,30	[m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno

Descrizione Descrizione terreno

γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kg/cm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Terreno 1	1760	1880	30.00	20.00	0,000	0,000
Terreno 2	1760	1880	25.00	16.67	0,100	0,000
Terreno 3	2140	2320	38.00	25.33	0,100	0,000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N Indice dello strato

H Spessore dello strato espresso in [m]

a Inclinazione espressa in [°]

Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

Ks Coefficiente di spinta

Terreno Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	1,00	0,00	2,12	0,00	Terreno 1
2	4,00	0,00	2,17	0,00	Terreno 2
3	10,00	0,00	0,00	0,00	Terreno 3

Terreno di riempimento (drenante)	Terreno 3
-----------------------------------	-----------

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
 F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
 F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
 M Momento espresso in [kgm]
 X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
 X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
 Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kg/m]
 Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kg/m]
 D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n°1 (Accidentale)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=1,50$	$Q_i=600,00$	$Q_f=600,00$
D	Profilo	$X_i=1,50$	$X_f=8,50$	$Q_i=2000,00$	$Q_f=2000,00$

Condizione n°2 (Guard rail)

C	Paramento	$X=-0,17$	$Y=0,00$	$F_x=0,00$	$F_y=300,00$	$M=0,00$
---	-----------	-----------	----------	------------	--------------	----------

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

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

 γ Coefficiente di partecipazione della condizione Ψ Coefficiente di combinazione della condizioneCombinazione 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
Accidentale	SFAV	1.30	1.00	1.30
Guard rail	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Accidentale	SFAV	1.30	1.00	1.30
Guard rail	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Accidentale	SFAV	1.30	1.00	1.30
Guard rail	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Accidentale	SFAV	1.30	1.00	1.30
Guard rail	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°5 - 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
Accidentale	SFAV	1.10	1.00	1.10
Guard rail	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n°6 - 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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°7 - 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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°8 - 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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00
Guard rail	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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00
Guard rail	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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00
Guard rail	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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00
Guard rail	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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00
Guard rail	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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00
Guard rail	SFAV	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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00
Guard rail	SFAV	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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°16 - 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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°17 - 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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°18 - 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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°19 - 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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°20 - Rara (SLE) - Sisma Vert. posit ivo

	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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°21 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negat ivo

	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
Accidentale	SFAV	1.00	1.00	1.00
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

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
 Armatura ad aderenza migliorata

Aggressive

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature
 Valori limite delle aperture delle fessure

Poco sensibile

 $w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Metodo di calcolo aperture delle fessure

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 MeyerhofCoefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00**Impostazioni avanzate**

Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni

Influenza del terreno sulla fondazione di valle nelle verifiche e nel calcolo delle sollecitazioni

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

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{sco}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{rib}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{qlim}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{stab}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,10	--	3,33	--
2	A1-M1 - [1]	--	1,38	--	3,17	--
3	A1-M1 - [1]	--	1,27	--	3,34	--
4	A1-M1 - [1]	--	1,21	--	3,17	--
5	EQU - [1]	--	--	2,93	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	1,73
7	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1,48	--	4,35	--
8	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1,47	--	4,26	--
9	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3,25	--	--
10	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,27	--	--
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,68
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,69
13	SLEQ - [1]	--	1,64	--	4,64	--
14	SLEF - [1]	--	1,64	--	4,64	--
15	SLER - [1]	--	1,64	--	4,64	--
16	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,55	--	4,45	--
17	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,56	--	4,50	--
18	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,55	--	4,45	--
19	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,56	--	4,50	--
20	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,55	--	4,45	--
21	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,56	--	4,50	--

Analisi della spinta e verifiche

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 Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.41 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.80
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 1.34$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.67$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.20 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.80
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 0.66$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.33$

Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
------------------------------------	--------------------------------

Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	34,30 [m]

Peso muro	5181,25 [kg]
Baricentro del muro	X=0,06 Y=-2,29

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,35 Y = -3,35
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,35 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	3,35 [m]
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)	0,00 [°]

COMBINAZIONE n°1

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	4693,70	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	4479,04	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1403,21	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,35	[m]	Y = -2,04	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,39	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	54,63	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	9286,65	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,68	[m]	Y = -1,43	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	390	[kg]
-------------------	-----	------

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	4479,04	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	16498,71	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	16498,71	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	4479,04	[kg]

Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,13	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,15	[m]
Risultante in fondazione	17095,88	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,19	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	2135,67	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	54946,04	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,15	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	1,0446	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,4902	[kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 20.72$	$N_q = 10.66$	$N_\gamma = 6.77$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,69$	$i_q = 0,69$	$i_\gamma = 0,15$
Fattori profondità	$d_c = 1,12$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,06$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 15.99$	$N'_q = 7.80$	$N'_\gamma = 1.10$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.10
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.33

Sollecitazioni paramento

Combinazione n°1

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

Nr.	Y	N	M	T
1	0,29	639,38	0,00	0,00
2	0,71	1013,44	0,00	0,00
3	1,14	1387,50	0,00	0,00
4	1,57	1779,24	1,70	37,33
5	2,00	2232,00	30,65	203,57
6	2,42	2936,52	196,61	901,62
7	2,85	3680,40	685,75	1682,80

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n°1

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

Nr.	X	M	T
1	0,05	8,58	380,32
2	0,18	135,35	1489,94
3	0,32	408,74	2552,56
4	0,45	822,42	3568,19

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n°1

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

Nr.	X	M	T
1	0,14	-45,02	-659,19
2	0,54	-669,63	-2354,79
3	0,95	-1895,31	-3627,42
4	1,35	-3550,74	-4477,08

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n°1

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

B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
 A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
 A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
 N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]
 M_u momento ultimo espresso in [kgm]
CS coefficiente sicurezza sezione
 V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
 V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0,29	100, 35	12,06	8,04	483078	0	755,55	14666	--	--
2	0,71	100, 35	12,06	8,04	483078	0	476,67	14715	--	--
3	1,14	100, 35	12,06	12,06	499121	0	359,73	14764	--	--
4	1,57	100, 35	12,06	12,06	498184	-477	280,00	14815	--	--
5	2,00	100, 35	12,06	12,06	485998	-6674	217,74	14874	--	--
6	2,42	100, 35	12,06	12,06	378836	-25364	129,01	14966	--	--
7	2,85	100, 35	12,06	12,06	171611	-31975	46,63	15064	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n°1

Simbologia adottata	
B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
V _{Rd}	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,05	100, 50	10,05	10,05	0	17431	2032,39	17560	--	--
2	0,18	100, 50	10,05	10,05	0	17431	128,79	17560	--	--
3	0,32	100, 50	10,05	10,05	0	17431	42,65	17560	--	--
4	0,45	100, 50	10,05	10,05	0	17431	21,19	17560	--	--

Fondazione di monte

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

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,14	100, 50	10,05	10,05	0	-17431	387,15	17560	--	--
2	0,54	100, 50	10,05	10,05	0	-17431	26,03	17560	--	--
3	0,95	100, 50	10,05	10,05	0	-17431	9,20	17560	--	--
4	1,35	100, 50	10,05	10,05	0	-17431	4,91	17560	--	--

COMBINAZIONE n°2

Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	4693,70	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	4479,04	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1403,21	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,35	[m]	Y = -2,04	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,39	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	54,63	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	11756,75	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,68	[m]	Y = -1,43	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	390	[kg]
-------------------	-----	------

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	4479,04	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	20594,46	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	20594,46	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	4479,04	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,08	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,15	[m]
Risultante in fondazione	21075,90	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12,27	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	1544,87	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	65251,20	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,15	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	1,1584	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,7574	[kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	N _c = 20.72	N _q = 10.66	N _γ = 6.77
Fattori forma	s _c = 1,00	s _q = 1,00	s _γ = 1,00

Fattori inclinazione

$i_c = 0,75$

$i_q = 0,75$

$i_r = 0,26$

Fattori profondità

$d_c = 1,12$

$d_q = 1,06$

$d_r = 1,06$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 17.26$

$N'_q = 8.42$

$N'_r = 1.86$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento

1.38

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

3.17

Sollecitazioni paramento

Combinazione n°2

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

Nr.	Y	N	M	T
1	0,29	714,19	0,00	0,00
2	0,71	1200,47	0,00	0,00
3	1,14	1686,75	0,00	0,00
4	1,57	2190,70	1,70	37,33
5	2,00	2755,69	30,65	203,57
6	2,42	3572,43	196,61	901,62
7	2,85	4428,53	685,75	1682,80

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n°2

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

Nr.	X	M	T
1	0,05	9,36	415,38
2	0,18	148,40	1638,86
3	0,32	450,32	2828,34
4	0,45	910,53	3983,83

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n°2

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

Nr.	X	M	T
1	0,14	-24,39	-355,62
2	0,54	-353,47	-1218,50
3	0,95	-970,07	-1775,42
4	1,35	-1750,26	-2026,37

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n°2

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

B base della sezione espressa in [cm]
 H altezza della sezione espressa in [cm]
 A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
 A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
 N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]
 M_u momento ultimo espresso in [kgm]
 CS coefficiente sicurezza sezione
 V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
 V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
 V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0,29	100, 35	12,06	8,04	483078	0	676,40	14676	--	--
2	0,71	100, 35	12,06	8,04	483078	0	402,41	14739	--	--
3	1,14	100, 35	12,06	12,06	499121	0	295,91	14803	--	--
4	1,57	100, 35	12,06	12,06	498359	-387	227,49	14869	--	--
5	2,00	100, 35	12,06	12,06	488439	-5433	177,25	14943	--	--
6	2,42	100, 35	12,06	12,06	410930	-22616	115,03	15049	--	--
7	2,85	100, 35	12,06	12,06	216272	-33489	48,84	15161	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n°2

Simbologia adottata	
B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
V _{Rd}	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,05	100, 50	10,05	10,05	0	17431	1862,26	17560	--	--
2	0,18	100, 50	10,05	10,05	0	17431	117,46	17560	--	--
3	0,32	100, 50	10,05	10,05	0	17431	38,71	17560	--	--
4	0,45	100, 50	10,05	10,05	0	17431	19,14	17560	--	--

Fondazione di monte

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

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,14	100, 50	10,05	10,05	0	-17431	714,78	17560	--	--
2	0,54	100, 50	10,05	10,05	0	-17431	49,31	17560	--	--
3	0,95	100, 50	10,05	10,05	0	-17431	17,97	17560	--	--
4	1,35	100, 50	10,05	10,05	0	-17431	9,96	17560	--	--

COMBINAZIONE n°5

Valore della spinta statica	5142,04	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	4988,13	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	1248,66	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,35	[m]	Y = -2,04	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	14,05	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	51,96	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	8301,29	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,68	[m]	Y = -1,43	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	330	[kg]		
-------------------	-----	------	--	--

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	4988,13	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	14756,91	[kg]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	6553,81	[kgm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	19186,27	[kgm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	14756,91	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	4988,13	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,22	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	2,15	[m]		
Risultante in fondazione	15577,16	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,68	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	3231,22	[kgm]		

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.93			
--	------	--	--	--

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n°11

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kg]
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b larghezza della striscia espressa in [m]
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0,85 Y[m]= 1,41

Raggio del cerchio R[m]= 5,24

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -4,29

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4,21

Larghezza della striscia dx[m]= 0,34

Coefficiente di sicurezza C= 1.68

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	942,75	68.82	879,07	0,94	24.79	0,00	0,00
2	1384,30	60.37	1203,29	0,69	21.34	0,06	0,00
3	1700,65	53.48	1366,77	0,57	20.46	0,08	0,00
4	1949,53	47.60	1439,62	0,50	20.46	0,08	0,00
5	2153,65	42.33	1450,17	0,46	20.46	0,08	0,00
6	2324,32	37.47	1413,95	0,43	20.46	0,08	0,00
7	2468,18	32.91	1341,05	0,41	20.46	0,08	0,00
8	2575,47	28.58	1232,03	0,39	20.46	0,08	0,00
9	2505,71	24.42	1035,91	0,37	20.46	0,08	0,00
10	2793,17	20.39	973,35	0,36	20.46	0,08	0,00
11	2861,09	16.47	811,24	0,35	20.46	0,08	0,00
12	2913,97	12.63	637,04	0,35	20.46	0,08	0,00
13	3342,18	8.84	513,65	0,34	20.46	0,08	0,00
14	1800,78	5.09	159,85	0,34	20.46	0,08	0,00
15	857,07	1.37	20,44	0,34	20.46	0,08	0,00
16	762,94	-2.35	-31,34	0,34	20.46	0,08	0,00
17	747,90	-6.08	-79,28	0,34	20.46	0,08	0,00
18	719,40	-9.84	-122,96	0,35	20.46	0,08	0,00
19	677,05	-13.64	-159,68	0,35	20.46	0,08	0,00
20	620,26	-17.50	-186,56	0,36	20.46	0,08	0,00
21	548,18	-21.45	-200,48	0,37	20.46	0,08	0,00
22	459,64	-25.51	-197,95	0,38	20.46	0,08	0,00
23	353,01	-29.71	-174,96	0,39	20.46	0,08	0,00
24	226,06	-34.10	-126,73	0,41	20.46	0,08	0,00
25	75,57	-38.73	-47,28	0,44	20.46	0,08	0,00

$\Sigma W_i = 37762,84$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 13150,21$ [kg]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 14195,58$ [kg]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.05$

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	0,29	549,38	714,19	0,00	1,63	0,00	7,39
2	0,71	923,44	1200,47	0,00	5,86	0,00	12,42
3	1,14	1297,50	1686,75	0,00	12,25	0,00	17,45
4	1,57	1671,56	2190,70	1,70	20,78	22,48	37,33
5	2,00	2080,03	2755,69	30,65	31,26	100,19	203,57
6	2,42	2721,04	3572,43	140,31	196,61	669,09	901,62
7	2,85	3375,70	4428,53	507,10	685,75	1266,85	1682,80

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,29	549,38	549,38	0,00	0,80	0,00	3,65
2	0,71	923,44	923,44	0,00	2,90	0,00	6,14
3	1,14	1297,50	1297,50	0,00	6,05	0,00	8,63
4	1,57	1671,56	1671,56	0,00	10,27	0,00	11,11
5	2,00	2078,10	2079,34	-0,19	15,36	68,61	84,83
6	2,42	2704,16	2715,02	90,63	115,99	600,90	639,92
7	2,85	3343,11	3364,07	422,73	468,18	1160,43	1223,29

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	0,05	6,99	9,37	310,11	415,38
2	0,18	110,82	148,40	1224,12	1638,86
3	0,32	336,40	450,32	2113,63	2828,34
4	0,45	680,40	910,53	2978,64	3983,83

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,05	6,46	6,79	286,80	301,62
2	0,18	102,75	107,91	1137,21	1193,06
3	0,32	312,83	328,01	1972,62	2064,39
4	0,45	634,68	664,39	2793,04	2915,61

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	0,14	-45,67	-18,48	-667,51	-269,54
2	0,54	-671,94	-268,29	-2354,79	-926,03
3	0,95	-1895,31	-737,76	-3627,42	-1354,31
4	1,35	-3550,74	-1334,47	-4477,08	-1554,37

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,14	-16,33	-13,77	-238,57	-201,49
2	0,54	-239,94	-204,12	-836,17	-716,00
3	0,95	-669,71	-575,51	-1256,60	-1095,56
4	1,35	-1233,87	-1073,30	-1499,86	-1340,16

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

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

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kg/cmq]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kg/cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
V _{Rd}	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,29	100, 35	12,06	8,04	479965	0	676,40	14666	--	--
2	0,71	100, 35	12,06	8,04	476457	0	402,41	14715	--	--
3	1,14	100, 35	12,06	12,06	490027	0	295,91	14764	--	--
4	1,57	100, 35	12,06	12,06	487211	-387	227,49	14801	--	--
5	2,00	100, 35	12,06	12,06	484794	-5433	177,25	14854	--	--
6	2,42	100, 35	12,06	12,06	378836	-21693	115,03	14938	--	--
7	2,85	100, 35	12,06	12,06	171611	-31975	46,63	15024	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0,29	100, 35	12,06	8,04	0,15	0,00	-2,11	-2,26
2	0,71	100, 35	12,06	8,04	0,26	0,00	-3,55	-3,88
3	1,14	100, 35	12,06	12,06	0,36	0,00	-5,04	-5,32
4	1,57	100, 35	12,06	12,06	0,48	0,00	-6,49	-6,97
5	2,00	100, 35	12,06	12,06	0,60	0,03	-8,08	-8,79
6	2,42	100, 35	12,06	12,06	1,19	0,25	-6,28	-15,95
7	2,85	100, 35	12,06	12,06	3,38	0,47	29,68	-38,86

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kg/cmq]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kg/cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

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

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,05	100, 50	10,05	10,05	0	17431	1861,26	17560	--	--
2	0,18	100, 50	10,05	10,05	0	17431	117,46	17560	--	--
3	0,32	100, 50	10,05	10,05	0	17431	38,71	17560	--	--
4	0,45	100, 50	10,05	10,05	0	17431	19,14	17560	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
5	0,05	100, 50	10,05	10,05	0,03	0,08	1,61	-0,23
6	0,18	100, 50	10,05	10,05	0,46	0,31	25,49	-3,65
7	0,32	100, 50	10,05	10,05	1,39	0,53	77,49	-11,08
8	0,45	100, 50	10,05	10,05	2,81	0,75	156,96	-22,44

Fondazione di monte

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

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,14	100, 50	10,05	10,05	0	-17431	381,69	17560	--	--
2	0,54	100, 50	10,05	10,05	0	-17431	25,94	17560	--	--
3	0,95	100, 50	10,05	10,05	0	-17431	9,20	17560	--	--
4	1,35	100, 50	10,05	10,05	0	-17431	4,91	17560	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
5	0,14	100, 50	10,05	10,05	0,07	-0,06	-0,55	3,86
6	0,54	100, 50	10,05	10,05	1,01	-0,22	-8,10	56,68
7	0,95	100, 50	10,05	10,05	2,83	-0,32	-22,62	158,21
8	1,35	100, 50	10,05	10,05	5,22	-0,39	-41,68	291,49

Elenco ferri

Simbologia adottata

Destinazione	Destinazione ferro
ϕ	Diametro ferro espresso in [mm]
n	Numero tondini
L	Lunghezza totale ferro espressa in [cm]
P	Peso singolo ferro espresso in [kg]
P_g	Peso gruppo espresso in [kg]

Destinazione	ϕ	n	L	P	P_g
Fondazione	16,00	5	305,20	4,82	24,09
Fondazione	16,00	5	305,20	4,82	24,09
Paramento	16,00	2	153,50	2,42	4,85
Paramento	16,00	2	220,00	3,47	6,94
Paramento	16,00	4	153,50	2,42	9,69
Paramento	16,00	4	329,50	5,20	20,80
Paramento	16,00	6	153,50	2,42	14,54
Paramento	16,00	6	329,50	5,20	31,20
Fondazione	8,00	6	57,11	0,23	1,35
Paramento	8,00	6	42,17	0,17	1,00

Elenco Prezzi Unitari

Calcestruzzo in elevazione	(E/mc)	72.30
Calcestruzzo in fondazione	(E/mc)	61.97
Calcestruzzo magro	(E/mc)	46.48
Acciaio per armature	(E/kg)	0.90
Casseformi	(E/mq)	13.94
Scavo di sbancamento	(E/mc)	3.62
Scavo a sezione obbligata	(E/mc)	9.30
Materiale drenante	(E/mc)	18.08

Computo dei ferri (per metro lineare di muro)

Diametro (mm)	Lunghezza (m)	Peso (kg)
16	86.29	136.19
10	38.00	23.43
8	15.44	6.09

Computo delle quantità (per metro lineare di muro)

Calcestruzzo in elevazione	(mc)	1.00
Calcestruzzo in fondazione	(mc)	1.07
Calcestruzzo magro	(mc)	0.22
Acciaio per armature	(kg)	165.71
Casseformi	(mq)	5.70
Scavo di sbancamento	(mc)	0.00
Scavo a sezione obbligata	(mc)	1.08
Materiale drenante	(mc)	0.00

Computo metrico (per metro lineare di muro)

Descrizione	U.M.	Quantità	Prezzo U.	Importo(Euro)
Calcestruzzo in elevazione	(mc)	1.00	72.30	72.30
Calcestruzzo in fondazione	(mc)	1.07	61.97	66.31
Calcestruzzo magro	(mc)	0.22	46.48	10.23
Acciaio per armature	(kg)	165.71	0.90	149.14
Casseformi	(mq)	5.70	13.94	79.46
Scavo di sbancamento	(mc)	0.00	3.62	0.00
Scavo a sez.obbligata	(mc)	1.08	9.30	10.04
Materiale drenante	(mc)	0.00	18.08	0.00
IMPORTO MURO	Euro			387.47

IMPORTO TOTALE MURO	387.47 x 34.30 (m)	13290.22
IMPORTO TOTALE OPERA		13290.22

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2008 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

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

Tipo di analisi svolta

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.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

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	Ing. Mangone Franco
Licenza	AIU3784F8

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.

M8.1: presso la rotatoria su corso Ivrea e a sostegno del nuovo parcheggio.

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 disuguaglianza

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

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_r 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

$$F_r = N \tan \delta_r + c_a B_r$$

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_r , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_r 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 $\eta_q \geq 1.0$.
Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

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 vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

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:

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

dove il termine m è espresso da

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

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

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi 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.

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 2

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:

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30	1,50	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2	M2	M1
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:

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
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:

Parametri		M1	M2	M2	M1
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

Verifica

	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	2,40 [m]
Spessore in sommità	0,30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,30 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	33,35 [m]
<u>Fondazione</u>	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0,60 [m]
Lunghezza totale fondazione	1,40 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,40 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

<i>Calcestruzzo</i>	
Peso specifico	2500,0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	305,9 [kg/cm ²]
Modulo elastico E	320665,55 [kg/cm ²]
<i>Acciaio</i>	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	4588,0 [kg/cm ²]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
 X ascissa del punto espressa in [m]
 Y ordinata del punto espressa in [m]
 A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	10,00	0,00	0,00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0,00 [°]
 Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0,30 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno
 Descrizione Descrizione terreno
 γ Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
 γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
 ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]
 δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
 c Coesione espressa in [kg/cm²]
 c_a Adesione terra-muro espressa in [kg/cm²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Terreno 1	1760	1880	25.00	16.67	0,050	0,000
Terreno 2	2140	2320	38.00	25.33	0,000	0,000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N Indice dello strato
 H Spessore dello strato espresso in [m]
 a Inclinazione espressa in [°]
 Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
 Ks Coefficiente di spinta
 Terreno Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	5,00	0,00	1,45	0,00	Terreno 1
2	10,00	0,00	0,00	0,00	Terreno 2

Terreno di riempimento (drenante) Terreno 2

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
M Momento espresso in [kgm]
X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i Intensità del carico per x=X_i espressa in [kg/m]
Q_f Intensità del carico per x=X_f espressa in [kg/m]
D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Guard rail)

C	Paramento	X=-0,15	Y=0,00	F _x =0,00	F _y =200,00	M=0,00
D	Profilo	X _i =0,00	X _f =10,00	Q _i =250,00	Q _f =250,00	

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

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

 γ Coefficiente di partecipazione della condizione Ψ Coefficiente di combinazione della condizioneCombinazione 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
Guard rail	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n°2 - 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
Guard rail	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n°3 - 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
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°4 - 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
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°5 - 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
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°6 - 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
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°7 - 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
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°8 - 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
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°9 - 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
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°10 - 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

Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00
------------	------	------	------	------

Combinazione n°11 - 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
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°12 - 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
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°13 - 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
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°14 - 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
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°15 - 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
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°16 - 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
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°17 - 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
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n°18 - 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
Guard rail	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLUCoefficienti 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
Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature
Valori limite delle aperture delle fessure

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Aggressive

Poco sensibile

$w_1 = 0.20$

$w_2 = 0.30$

$w_3 = 0.40$

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

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_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Impostazioni avanzate

Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni

Influenza del terreno sulla fondazione di valle nelle verifiche e nel calcolo delle sollecitazioni

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

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{sco}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{rib}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{qlim}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{stab}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,14	--	3,65	--
2	EQU - [1]	--	--	3,52	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1,75
4	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1,54	--	4,10	--
5	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1,55	--	4,17	--
6	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3,97	--	--
7	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	4,02	--	--
8	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,70
9	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,71
10	SLEQ - [1]	--	1,72	--	4,20	--
11	SLEF - [1]	--	1,72	--	4,20	--
12	SLER - [1]	--	1,72	--	4,20	--
13	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,63	--	4,15	--
14	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,64	--	4,18	--
15	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,63	--	4,15	--
16	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,64	--	4,18	--
17	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,63	--	4,15	--
18	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,64	--	4,18	--

Analisi della spinta e verifiche

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 Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.41 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.80
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 1.34$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.67$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.20 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.80
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 0.66$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.33$

Forma diagramma incremento sismico

Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)
 Lunghezza del muro

0,0
 33,35 [m]

Peso muro
 Baricentro del muro

3200,00 [kg]
 X=-0,13 Y=-1,81

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 0,60 Y = -2,80
Punto superiore superficie di spinta	X = 0,60 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	2,80 [m]
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)	0,00 [°]

COMBINAZIONE n° 1

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	2083,13	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	1995,62	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	597,45	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,60	[m]	Y = -2,05	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	16,67	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,51	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	3276,60	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,30	[m]	Y = -1,20	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	260	[kg]
-------------------	-----	------

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1995,62	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	7598,05	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	7598,05	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1995,62	[kg]

Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,40	[m]
Risultante in fondazione	7855,75	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,72	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-4,19	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	27727,10	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,40	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,5414	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,5440	[kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 20.72$	$N_q = 10.66$	$N_\gamma = 6.77$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,70$	$i_q = 0,70$	$i_\gamma = 0,17$
Fattori profondità	$d_c = 1,16$	$d_q = 1,08$	$d_\gamma = 1,08$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 16.77$	$N'_q = 8.05$	$N'_\gamma = 1.23$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.14
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.65

Sollecitazioni paramento

Combinazione n°1

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

Nr.	Y	N	M	T
1	0,24	454,64	0,88	30,92
2	0,60	774,51	21,38	136,26
3	0,96	1127,83	87,49	312,26
4	1,32	1507,11	224,22	543,10
5	1,68	1897,82	446,84	798,08
6	2,04	2298,06	763,58	1073,20
7	2,40	2723,47	1182,48	1401,46

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n°1

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

Nr.	X	M	T
1	0,05	4,66	186,42
2	0,20	74,58	745,96
3	0,35	228,47	1305,91
4	0,50	466,38	1866,27

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n°1

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

Nr.	X	M	T
1	0,06	-4,61	-153,74
2	0,24	-73,82	-615,36
3	0,42	-226,18	-1077,57
4	0,60	-461,78	-1540,38

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n°1

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

B base della sezione espressa in [cm]
 H altezza della sezione espressa in [cm]
 A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
 A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
 N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]
 M_u momento ultimo espresso in [kgm]
 CS coefficiente sicurezza sezione
 V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
 V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
 V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0,24	100, 30	10,05	10,05	423613	-823	931,76	12747	--	--
2	0,60	100, 30	10,05	10,05	399865	-11036	516,28	12788	--	--
3	0,96	100, 30	10,05	10,05	271368	-21052	240,61	12833	--	--
4	1,32	100, 30	10,05	10,05	154643	-23007	102,61	12881	--	--
5	1,68	100, 30	10,05	10,05	73787	-17373	38,88	12931	--	--
6	2,04	100, 30	10,05	10,05	42885	-14249	18,66	12982	--	--
7	2,40	100, 30	10,05	10,05	29494	-12806	10,83	13036	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n°1

Simbologia adottata	
B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
V _{Rd}	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

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

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,05	100, 40	8,04	8,04	0	10923	2343,90	14797	--	--
2	0,20	100, 40	8,04	8,04	0	10923	146,46	14797	--	--
3	0,35	100, 40	8,04	8,04	0	10923	47,81	14797	--	--
4	0,50	100, 40	8,04	8,04	0	10923	23,42	14797	--	--

Fondazione di monte

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

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,06	100, 40	8,04	8,04	0	-10923	2368,51	14797	--	--
2	0,24	100, 40	8,04	8,04	0	-10923	147,97	14797	--	--
3	0,42	100, 40	8,04	8,04	0	-10923	48,30	14797	--	--
4	0,60	100, 40	8,04	8,04	0	-10923	23,65	14797	--	--

COMBINAZIONE n°2

Valore della spinta statica	2279,12	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	2216,44	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	530,85	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,60	[m]	Y = -2,02	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	13,47	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,90	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2938,44	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,30	[m]	Y = -1,20	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	220	[kg]		
-------------------	-----	------	--	--

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	2216,44	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	6806,89	[kg]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	1736,75	[kgm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	6112,87	[kgm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	6806,89	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	2216,44	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,06	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1,40	[m]		
Risultante in fondazione	7158,65	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,04	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	388,71	[kgm]		

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.52
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n°8

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kg]
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b larghezza della striscia espressa in [m]
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0,88 Y[m]= 0,44

Raggio del cerchio R[m]= 3,56

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -3,39

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 2,66

Larghezza della striscia dx[m]= 0,24

Coefficiente di sicurezza C= 1.70

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b/\cos \alpha$	ϕ	c	u
1	252,37	74.95	243,72	0,93	20.46	0,04	0,00
2	547,78	63.52	490,31	0,54	20.46	0,04	0,00
3	726,95	55.70	600,50	0,43	20.46	0,04	0,00
4	862,45	49.26	653,43	0,37	20.46	0,04	0,00
5	971,44	43.59	669,75	0,33	20.46	0,04	0,00
6	1061,45	38.41	659,51	0,31	20.46	0,04	0,00
7	1136,62	33.59	628,86	0,29	20.46	0,04	0,00
8	1199,52	29.03	582,06	0,28	20.46	0,04	0,00
9	1393,64	24.66	581,47	0,27	20.46	0,04	0,00
10	1587,23	20.44	554,32	0,26	20.46	0,04	0,00
11	1622,58	16.33	456,35	0,25	20.46	0,04	0,00
12	1996,62	12.31	425,81	0,25	20.46	0,04	0,00
13	798,28	8.35	115,98	0,24	20.46	0,04	0,00
14	502,13	4.43	38,82	0,24	20.46	0,04	0,00
15	456,26	0.53	4,26	0,24	20.46	0,04	0,00
16	432,40	-3.36	-25,36	0,24	20.46	0,04	0,00
17	422,78	-7.27	-53,53	0,24	20.46	0,04	0,00
18	405,96	-11.22	-79,00	0,25	20.46	0,04	0,00
19	381,69	-15.22	-100,22	0,25	20.46	0,04	0,00
20	349,58	-19.30	-115,56	0,26	20.46	0,04	0,00
21	309,10	-23.49	-123,19	0,26	20.46	0,04	0,00
22	259,46	-27.81	-121,06	0,27	20.46	0,04	0,00
23	199,62	-32.32	-106,71	0,29	20.46	0,04	0,00
24	128,03	-37.06	-77,15	0,30	20.46	0,04	0,00
25	42,42	-42.12	-28,45	0,33	20.46	0,04	0,00

 $\Sigma W_i = 18046,38$ [kg] $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 5874,90$ [kg] $\Sigma W_i \tan \phi_i = 6732,13$ [kg] $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.22$

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	0,24	391,42	454,64	0,88	1,63	29,23	30,92
2	0,60	700,33	774,51	20,11	21,38	115,06	136,26
3	0,96	1035,33	1127,83	75,49	87,49	256,00	312,26
4	1,32	1390,60	1507,11	187,28	224,22	439,73	543,10
5	1,68	1754,77	1897,82	367,38	446,84	642,30	798,08
6	2,04	2126,32	2298,06	622,23	763,58	860,42	1073,20
7	2,40	2503,47	2723,47	957,01	1182,48	1090,40	1401,46

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,24	391,26	391,41	0,68	1,15	23,78	26,63
2	0,60	699,62	700,30	16,44	18,36	104,82	110,57
3	0,96	1033,71	1035,27	67,30	71,80	240,20	249,60
4	1,32	1387,77	1390,48	172,48	180,93	417,77	431,39
5	1,68	1750,63	1754,60	343,72	357,69	613,90	632,00
6	2,04	2120,74	2126,08	587,38	608,49	825,38	848,16
7	2,40	2496,39	2503,17	908,54	938,51	1048,54	1076,16

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	0,05	3,34	4,66	134,16	186,42
2	0,20	54,85	74,58	558,01	745,96
3	0,35	172,34	228,47	1013,92	1305,91
4	0,50	360,63	466,38	1501,89	1866,27

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,05	2,82	3,11	113,50	125,31
2	0,20	47,12	51,59	485,05	527,57
3	0,35	150,66	163,36	903,20	969,29
4	0,50	320,41	344,35	1367,94	1450,49

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	0,06	-4,61	-0,31	-153,74	-11,18
2	0,24	-73,82	-7,43	-615,36	-75,62
3	0,42	-226,18	-30,31	-1077,57	-186,37
4	0,60	-461,78	-77,30	-1540,38	-343,46

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,06	-0,02	0,39	-1,66	11,84
2	0,24	-3,32	2,70	-44,47	2,64
3	0,42	-19,43	-2,68	-144,04	-73,66
4	0,60	-58,58	-27,84	-300,38	-217,07

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

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

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kg/cmq]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kg/cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,24	100, 30	10,05	10,05	421437	-823	931,76	12739	--	--
2	0,60	100, 30	10,05	10,05	398646	-11036	516,28	12778	--	--
3	0,96	100, 30	10,05	10,05	271368	-20559	240,61	12821	--	--
4	1,32	100, 30	10,05	10,05	154643	-23007	102,61	12866	--	--
5	1,68	100, 30	10,05	10,05	73787	-17373	38,88	12913	--	--
6	2,04	100, 30	10,05	10,05	42885	-14249	18,66	12960	--	--
7	2,40	100, 30	10,05	10,05	29494	-12806	10,83	13008	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0,24	100, 30	10,05	10,05	0,13	0,01	-1,74	-1,85
2	0,60	100, 30	10,05	10,05	0,32	0,05	-2,18	-4,30
3	0,96	100, 30	10,05	10,05	0,75	0,12	-0,37	-9,20
4	1,32	100, 30	10,05	10,05	1,86	0,20	19,73	-19,53
5	1,68	100, 30	10,05	10,05	3,86	0,29	74,23	-34,54
6	2,04	100, 30	10,05	10,05	6,66	0,39	163,07	-53,52
7	2,40	100, 30	10,05	10,05	10,32	0,50	286,83	-76,89

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kg/cmq]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kg/cmq]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kg/cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M _u	momento ultimo espresso in [kgm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kg]
V _{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kg]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kg]

Fondazione di valle

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

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,05	100, 40	8,04	8,04	0	10923	2343,90	14797	--	--
2	0,20	100, 40	8,04	8,04	0	10923	146,46	14797	--	--
3	0,35	100, 40	8,04	8,04	0	10923	47,81	14797	--	--
4	0,50	100, 40	8,04	8,04	0	10923	23,42	14797	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
5	0,05	100, 40	8,04	8,04	0,02	0,04	1,18	-0,14
6	0,20	100, 40	8,04	8,04	0,36	0,17	19,61	-2,26
7	0,35	100, 40	8,04	8,04	1,15	0,32	62,10	-7,16
8	0,50	100, 40	8,04	8,04	2,42	0,48	130,90	-15,08

Fondazione di monte

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

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0,06	100, 40	8,04	8,04	0	-10923	2368,51	14797	--	--
2	0,24	100, 40	8,04	8,04	0	-10923	147,97	14797	--	--
3	0,42	100, 40	8,04	8,04	0	-10923	48,30	14797	--	--
4	0,60	100, 40	8,04	8,04	0	-10923	23,65	14797	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
5	0,06	100, 40	8,04	8,04	0,00	0,00	0,15	-0,02
6	0,24	100, 40	8,04	8,04	0,02	-0,01	1,03	1,26
7	0,42	100, 40	8,04	8,04	0,14	-0,05	-0,85	7,39
8	0,60	100, 40	8,04	8,04	0,41	-0,10	-2,57	22,27

Elenco ferri

Simbologia adottata

Destinazione	Destinazione ferro
ϕ	Diametro ferro espresso in [mm]
n	Numero tondini
L	Lunghezza totale ferro espressa in [cm]
P	Peso singolo ferro espresso in [kg]
P_g	Peso gruppo espresso in [kg]

Destinazione	ϕ	n	L	P	P_g
Fondazione	16,00	4	230,20	3,63	14,53
Fondazione	16,00	4	230,20	3,63	14,53
Paramento	16,00	5	332,00	5,24	26,20
Paramento	16,00	5	332,00	5,24	26,20
Fondazione	8,00	6	47,14	0,19	1,12
Paramento	8,00	6	37,21	0,15	0,88

Elenco Prezzi Unitari

Calcestruzzo in elevazione	(E/mc)	72.30
Calcestruzzo in fondazione	(E/mc)	61.97
Calcestruzzo magro	(E/mc)	46.48
Acciaio per armature	(E/kg)	0.90
Casseformi	(E/mq)	13.94
Scavo di sbancamento	(E/mc)	3.62
Scavo a sezione obbligata	(E/mc)	9.30
Materiale drenante	(E/mc)	18.08

Computo dei ferri (per metro lineare di muro)

Diametro (mm)	Lunghezza (m)	Peso (kg)
16	51.62	81.47
10	0.00	0.00
8	9.96	3.93

Computo delle quantità (per metro lineare di muro)

Calcestruzzo in elevazione	(mc)	0.72
Calcestruzzo in fondazione	(mc)	0.56
Calcestruzzo magro	(mc)	0.14
Acciaio per armature	(kg)	85.40
Casseformi	(mq)	4.80
Scavo di sbancamento	(mc)	0.00
Scavo a sezione obbligata	(mc)	0.56
Materiale drenante	(mc)	0.00

Computo metrico (per metro lineare di muro)

Descrizione	U.M.	Quantità	Prezzo U.	Importo(Euro)
Calcestruzzo in elevazione	(mc)	0.72	72.30	52.06
Calcestruzzo in fondazione	(mc)	0.56	61.97	34.70
Calcestruzzo magro	(mc)	0.14	46.48	6.51
Acciaio per armature	(kg)	85.40	0.90	76.86
Casseformi	(mq)	4.80	13.94	66.91
Scavo di sbancamento	(mc)	0.00	3.62	0.00
Scavo a sez.obbligata	(mc)	0.56	9.30	5.21
Materiale drenante	(mc)	0.00	18.08	0.00
IMPORTO MURO	Euro			242.25

IMPORTO TOTALE MURO	242.25 x 33.35 (m)	8079.04
IMPORTO TOTALE OPERA		8079.04

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2008 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

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

Tipo di analisi svolta

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.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

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	Ing. Mangone Franco
Licenza	AIU3784F8

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.

M16: lungo strada Laverdina presso lo spigolo del campo da calcio.

RELAZIONE SUI MATERIALI

Materiali strutturali di riferimento

Nel presente capitolo sono riportati i materiali strutturali utilizzati per la struttura in esame.

<u>Calcestruzzo tipo</u>	<u>C25/30</u>
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}	300 kg/cm ²
Resistenza caratteristica cilindrica f_{ck}	249 kg/cm ²
Coeff. sicurezza parziale per il calcestruzzo	1.5
Resistenza di calcolo f_{cd}	141.10 kg/cm ²
Resistenza di calcolo a trazione f_{ctd}	12.02 kg/cm ²
Modulo elastico E	300000 kg/cm ²
Modulo di elasticità tangenziale G	150000 kg/cm ²
<u>Acciaio tipo</u>	<u>B450C</u>
Resistenza di snervamento f_{yk}	4500 kg/cm ²
Coeff. sicurezza parziale per l'acciaio	1.15
Resistenza di calcolo f_{yd}	3913 kg/cm ²

RELAZIONE DI CALCOLO

1. Concezione strutturale

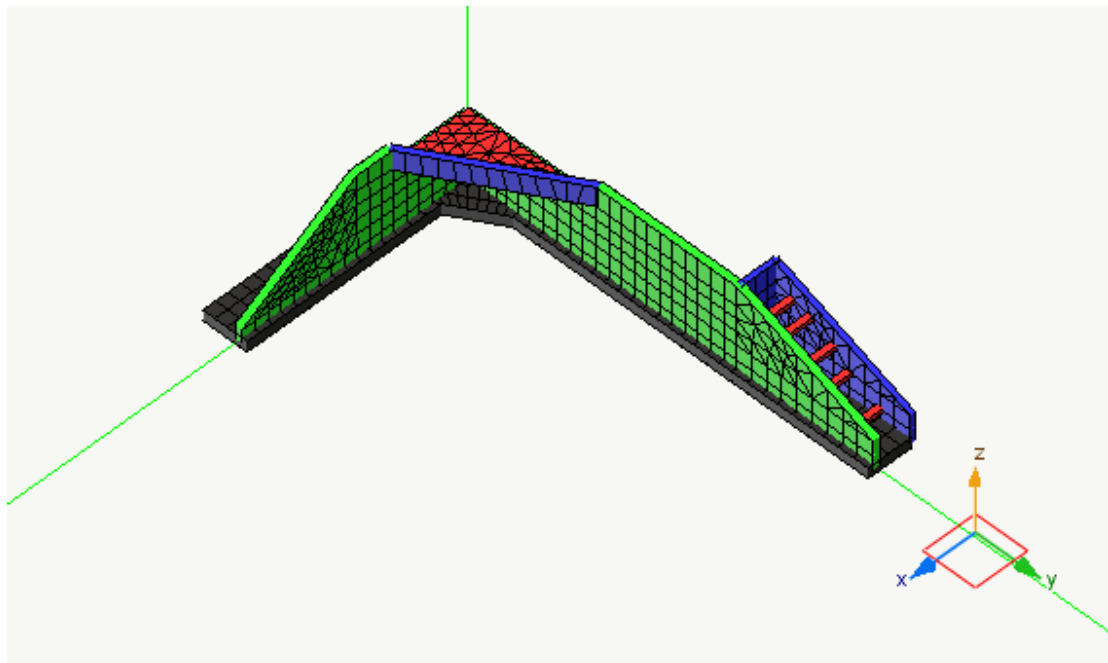
In questo capitolo sono indicati i criteri che sono stati alla base della concezione strutturale.

Di seguito si riporta una breve descrizione della struttura.

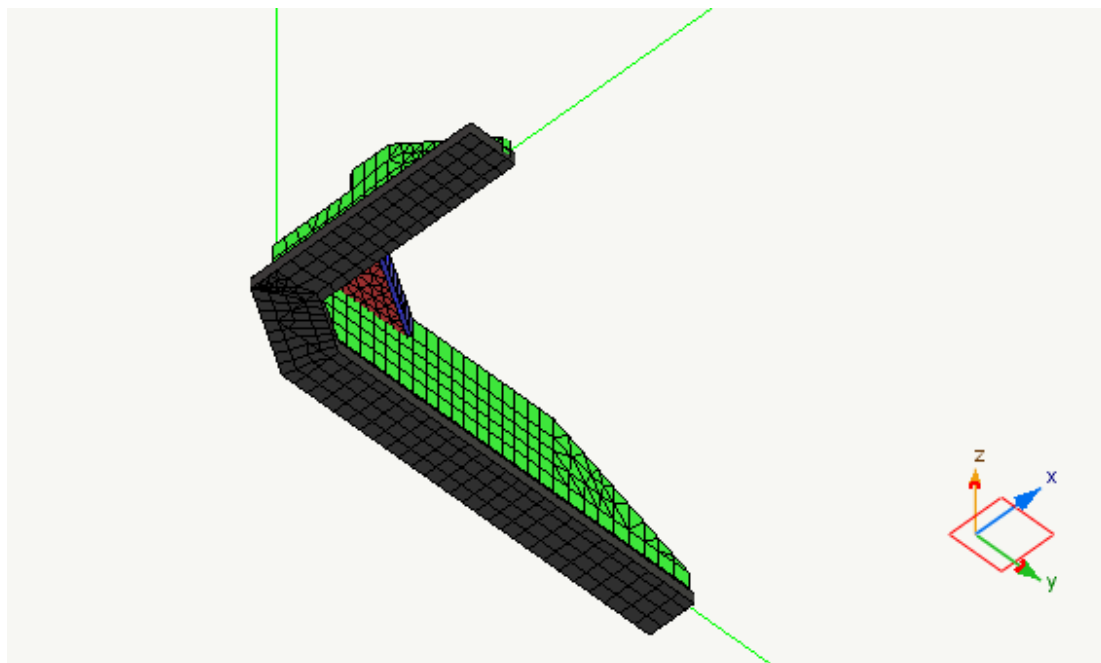
Struttura intelaiata in conglomerato cementizio armato per edificio destinato a civile abitazione.

Pianta regolare. Fondazioni superficiali realizzate con travi rovesce.

Dal punto di vista strutturale l'edificio in oggetto è organizzato come telaio con più piani e più campate.



Vista anteriore



Vista posteriore

La struttura è realizzata con criteri tali da non permetterne una grande capacità dissipativa e quindi rientra nella classe di duttilità bassa CD"B". (DM 14-01-08 - cap. 7.2.1.).

2. Normative applicate

Le normative prese a riferimento nella stesura della presente relazione sono:

- 1) D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni"
- 2) Istruzioni per l'applicazione delle "norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

3. Unità di misura e simbologia

Nei calcoli della relazione si farà uso di unità di misura congruenti con le unità di misura utilizzate nei programmi di calcolo e verifica utilizzati, nella fattispecie quelle utilizzate nel programma Nòlian:

per i carichi:	kg/cm
per i momenti:	kgxcm
per i tagli e sforzi normali:	kg
per le tensioni:	kg/cm ²
per gli spostamenti	cm

4. Misura della sicurezza

In questo capitolo sono indicati i criteri adottati per le misure della sicurezza.

4.1. Criteri di calcolo

I calcoli e le verifiche sono condotti con il *criterio semiprobabilistico degli stati limite* secondo i metodi indicati nelle norme indicate nel capitolo Normative Applicate.

4.2. Coefficienti parziali dei carichi

Si riportano i coefficienti di combinazione utilizzati

	γ_1	γ_2	γ_0	γ_1	γ_2	γ_3
Permanente	1.4	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Sismico SLU	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Sismico SLD	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Torcente SLU	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Torcente SLD	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Cat. A: Residenziale	1.5	1.0	0.7	0.5	0.3	0.3
Cat. B: Uffici	1.5	1.0	0.7	0.5	0.3	0.3
Cat. C: Affollamento	1.5	1.0	0.7	0.7	0.6	0.6
Cat. D: Commerciale	1.5	1.0	0.7	0.7	0.6	0.6
Cat. E: Magazzini	1.5	1.0	1.0	0.9	0.8	0.8
Cat. F: Rimesse (<30kN)	1.5	1.0	0.7	0.7	0.6	0.6
Cat. G: Rimesse (>30kN)	1.5	1.0	0.7	0.5	0.3	0.3
Cat. H: Copertura	1.5	1.0	0.0	0.0	0.0	0.2
Neve (q<1000)	1.5	1.0	0.5	0.2	0.0	0.2
Neve (q>1000)	1.5	1.0	0.7	0.5	0.2	0.2
Vento	1.5	0.0	0.6	0.2	0.0	0.0
Temperatura	1.5	0.0	0.6	0.5	0.0	0.0
Torcente SLV	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Permanente Portato	1.5	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Sismico SLV	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Sismico SLO	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Sismico SLC	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

dove:

- γ_1 è il coefficiente parziale per i carichi permanenti
- γ_2 è il coefficiente parziale per i carichi permanenti in fase di sisma
- γ_0 è il coefficiente parziale per i carichi variabili in caso di combinazione "rara"
- γ_1 è il coefficiente parziale per i carichi variabili in caso di combinazione "frequente"
- γ_2 è il coefficiente parziale per i carichi variabili in caso di combinazione "quasi permanente"
- γ_3 è il coefficiente parziale per i carichi variabili in caso di combinazione con il sisma

4.3. Coefficienti di combinazione dei carichi permanenti, variabili

Si riporta la Tab. 2.6.1 delle Norme tecniche delle costruzioni. In essa sono contenuti i coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente ψ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	ψ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali(1)	favorevoli sfavorevoli	ψ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	ψ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					

Nella Tab. 2.6.1 il significato dei simboli è il seguente:

- ψ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
- ψ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- ψ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Cap. 6.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\psi_P = 1,0$.

5. Schematizzazione della struttura

In questo capitolo sono riportati i criteri seguiti nella schematizzazione della struttura, dei vincoli, e delle sconnessioni con particolare attenzione rivolta ai problemi riguardanti l'interazione tra terreno e struttura.

5.1. Il modello della struttura

Il modello è costituito da 626 nodi e da 710 elementi.

Nel modello vi sono:

5 elementi lineari a due nodi

267 elementi piani a tre nodi

438 elementi piani a quattro nodi

Il tipo di elementi impiegati è il seguente:

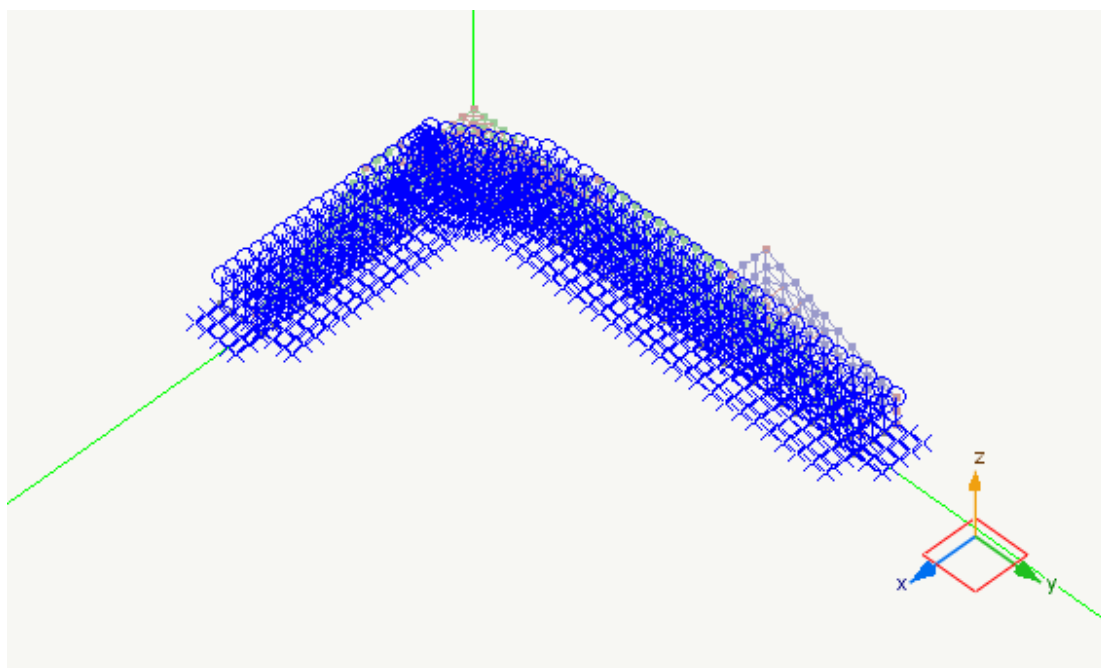
5 elementi trave a sezione rettangolare

473 elementi lastra-piastra

232 elementi piastra su suolo elastico secondo winkler

0 elementi solidi

I vincoli esterni imposti alla struttura sono riportati nel seguente schema di vincolamento della struttura.



Nella struttura non è stato impiegato il metodo Master-Slave per modellare impalcati rigidi.

6. Azioni

In questo capitolo vengono definite le azioni di progetto utilizzate nella struttura.

6.1. Carichi permanenti e variabili

6.1.1. Peso proprio della struttura

Il peso proprio della struttura viene calcolato automaticamente in funzione dei pesi specifici di ogni singolo materiale utilizzato e delle dimensioni delle sezioni.

I valori dei pesi specifici utilizzati sono in accordo con la tabella 3.1.I del DM 14/01/2008.

6.1.2. Carichi permanenti e variabili unitari agenti sui solai (P.to 3.1 DM 14/01/2008)

Di seguito vengono riportati i carichi permanenti e variabili unitari agenti sui diversi solai della struttura. I carichi variabili sono in accordo con la tabella 3.1.II e l'incidenza dei divisori interni è valutata in accordo col P.to 3.1.3.1. del DM14/01/2008.

Peso proprio soletta:	0.0625 kg/cm ²
Peso proprio pavimentazione marciapiede:	0.10 kg/cm ²
Peso proprio pavimentazioni:	0.07 kg/cm ²

Variabili Marciapiede:	Folla compatta	0.06 kg/cm ²
Variabili Sede Viaria:	Traffico (ANAS)	0.20 kg/cm ²

6.2. Forze indotte dalla pressione del terreno

In caso di presenza delle pareti del cantinato le spinte del terreno sono calcolate considerando una distribuzione lineare crescente con la profondità ottenute dalle tensioni litostatiche moltiplicate per un opportuno coefficiente di spinta orizzontale K valutato caso per caso in funzione dell'angolo di attrito del terreno posto a tergo delle pareti. La spinta dovuta al carico variabile sul terrapieno viene calcolata moltiplicando tale carico per il medesimo coefficiente K.

6.3. Forze indotte dalla pressione dell'acqua

In caso di presenza delle pareti del cantinato in falda, le spinte dell'acqua sono calcolate considerando una distribuzione lineare crescente con la profondità ottenute dalle pressioni verticali dell'acqua moltiplicate per un opportuno coefficiente di spinta orizzontale K=1.00

6.4. Azione da sisma

6.4.1. Localizzazione geografica

L'edificio sorge nel comune di Asti ed ha le seguenti coordinate geografiche:

Latitudine	Longitudine
44.901	8.208

6.4.2. Categoria del sottosuolo

Il sottosuolo è stato classificato di categoria A: Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi.

6.4.3. Categoria topografica

Il sottosuolo è stato classificato di categoria T1: superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati

con inclinazione media $i = 15^\circ$.

6.4.4. Classe di duttilità

La struttura dell'edificio è realizzata con Telaio più piani più campate ed è stata progettata con i criteri specifici della classe di duttilità bassa.

6.4.5. Regolarità della struttura

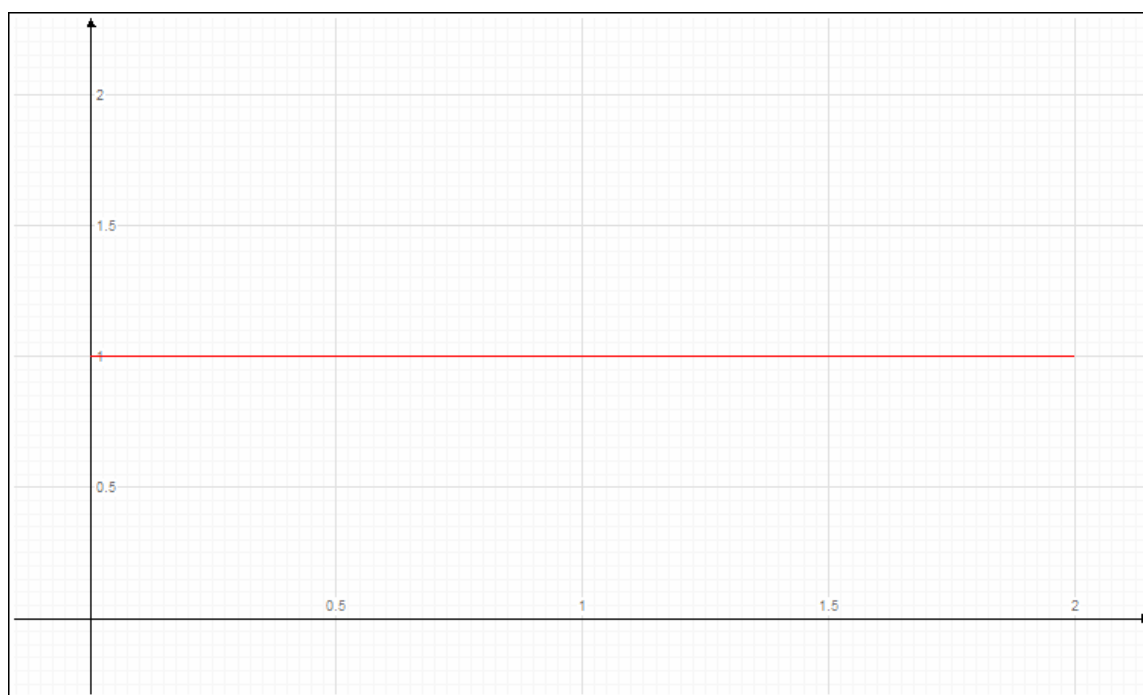
La struttura in esame per le sue particolarità è stata considerata dal progettista, regolare in pianta e regolare in elevazione.

6.4.6. Analisi spettrale

L'analisi spettrale è condotta per le seguenti condizioni dinamiche:

Nome della condizione dinamica	Nome dello spettro	Acc. X	Acc. Y	Acc. Z	
Dinamica SLVh X	SLVh	68.670	0.000	0.000	
Dinamica SLVh Y	SLVh	0.000	68.670	0.000	

Sono stati impiegati i seguenti spettri di risposta:



Spettro: SLVh.

I parametri utilizzati per la generazione dello spettro su riportato sono riassunti nella seguente tabella:

Tipo	Ag/g	Tc	Fo	S	Fattore di struttura q
Stato Limite di salvaguardia della Vita	0.070	1.000	1.000	1.000	2.150

dove: Ag/g è la accelerazione parametrica, tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, S=Ss*Sc è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

6.5. Azione della neve

L'area oggetto dell'intervento è classificata dalla vigente normativa in zona I-mediterranea ed ha una altezza del suolo a_s sul livello del mare pari a 123.000m.

In base a ciò il carico di neve al suolo $q_{sk}=1.500\text{KN/mq}$.

Il carico neve sulla copertura q_s viene determinato come:

$$q_s = \square * q_{sk} * C_E * C_t$$

in cui \square è il coefficiente di forma della copertura, che dipende dall'inclinazione del piano di falda della copertura stessa, C_E è il coefficiente di esposizione, C_t è il coefficiente termico.

Nel caso in esame tale angolo è sempre compreso tra 0° e 30° cui corrisponde un valore di m pari a 0.80.

Per un ambiente con topografia normale si assume C_E (coefficiente di esposizione) = 1.00

In assenza di specifici studi il coefficiente termico $C_t = 1.00$

Il carico neve sulla copertura senza tenere conto di particolari analisi di accumulo della neve vale quindi:

$$q_s = 0.80 * 1.500 = 1.200\text{KN/mq}.$$

6.6. Azioni eccezionali

Vista la concezione strutturale dell'edificio, i materiali e i dettagli costruttivi adottati si ritiene di non dover effettuare verifiche specifiche nei riguardi delle azioni eccezionali quali urto, esplosione e incendio.

6.7. Ripartizione dei carichi unitari dei solai

In questa struttura i solai non sono modellati come elementi strutturali. Pertanto i carichi agenti sui solai devono essere attribuiti agli elementi strutturali di competenza. I carichi agenti sui solai sono quindi ripartiti sulle travi sui quali insistono secondo i casi a giudizio del progettista o con un modello a trave continua o mediante ripartizione per aree di influenza.

6.8. Tipizzazione di carichi

Nella seguente tabella si riporta la associazione delle condizioni di carico ai tipi di carico che sono stati utilizzati nel presente progetto ai fini della generazione delle corrette combinazioni di carico.

Nome carico	Tipo carico associato
(1) Totale	Annullato
(1) Traffico Veicolare	Cat. G: Rimesse (>30kN)
(1) Folla Compatta	Cat. C: Affollamento
(1) Permanente Portato	Permanente
(1) Proprio	Permanente
(1) Dinamica SLVh X	Sismico SLV
(1) Dinamica SLVh Y	Sismico SLV

6.9. Sistema di masse corrispondenti alle azioni statiche

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum(\psi_{Ei} \cdot Q_{ki})$$

ψ_{Ei} è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i che tiene conto che tutti i carichi $\psi_{Ei} \cdot Q_{ki}$ siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma e si ottiene moltiplicando ψ_{2i} per ϕ .

I valori di ψ_{2i} , ϕ sono riportati nel capitolo della Misura della Sicurezza.

6.9.1. Distribuzione accidentale delle masse

Gli effetti torsionali accidentali sono tenuti in conto applicando ad ogni piano un momento torcente calcolato come:

$$M_i = F_i \times e_{ai}$$

dove:

F_i sono le forze statiche equivalenti al sisma calcolate in base a quanto definito al punto 7.3.3.2 del DM 14/01/2008

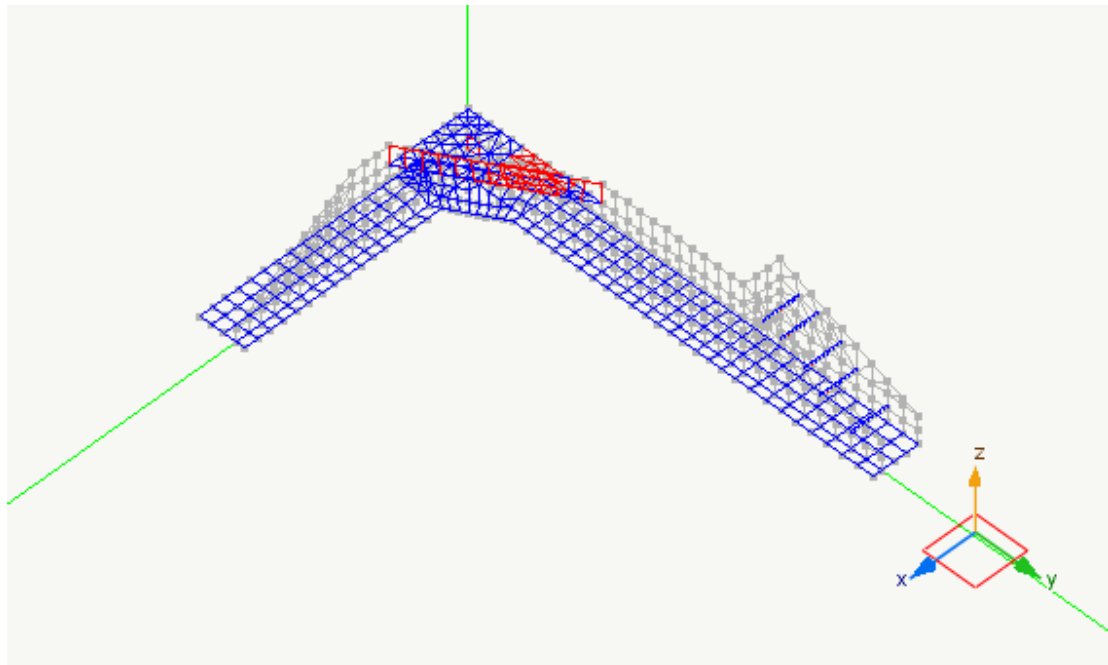
e_{ai} è l'eccentricità definita al punto 7.2.6 del DM 14/01/2008

6.10. Condizioni di carico

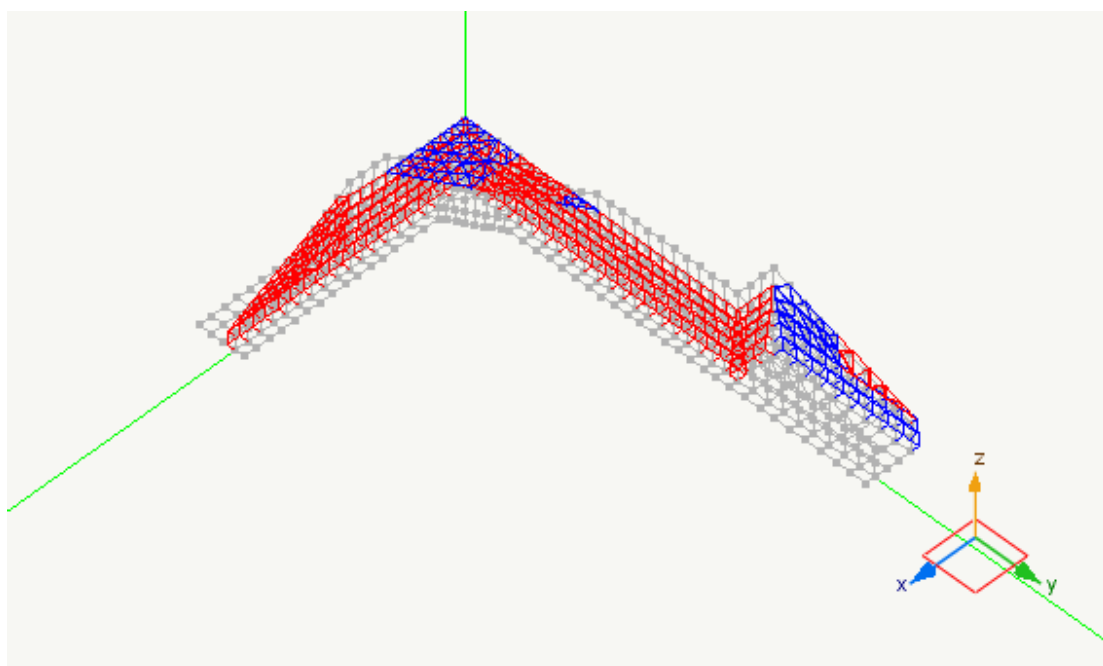
I nomi delle condizioni di carico statiche impiegate sono i seguenti:

- 1) Proprio
- 2) Permanente Portato
- 3) Folla Compatta
- 4) Traffico Veicolare
- 5) Totale

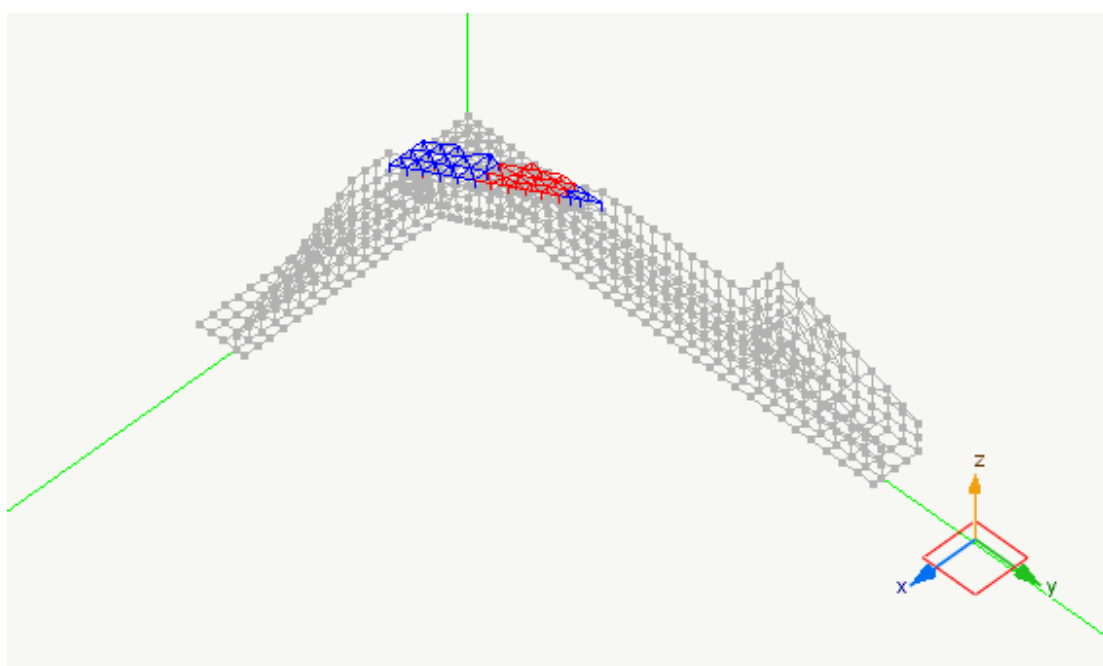
Di seguito si riportano i grafici dei carichi delle condizioni di carico statiche enumerate sopra:



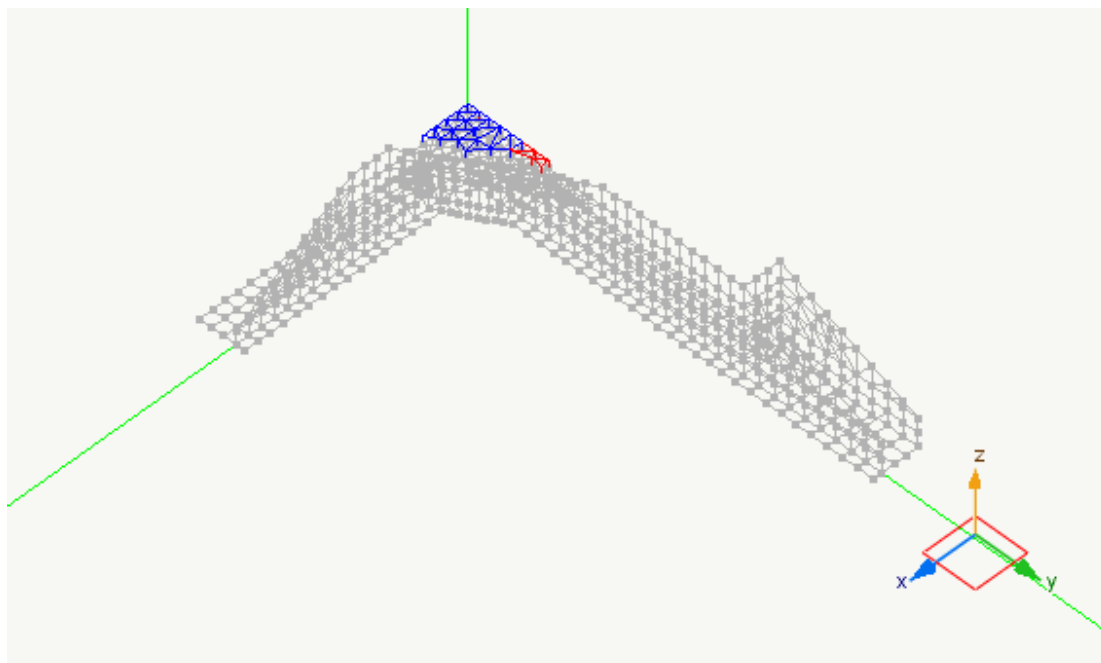
Condizione di carico: Proprio: Grafico dei carichi



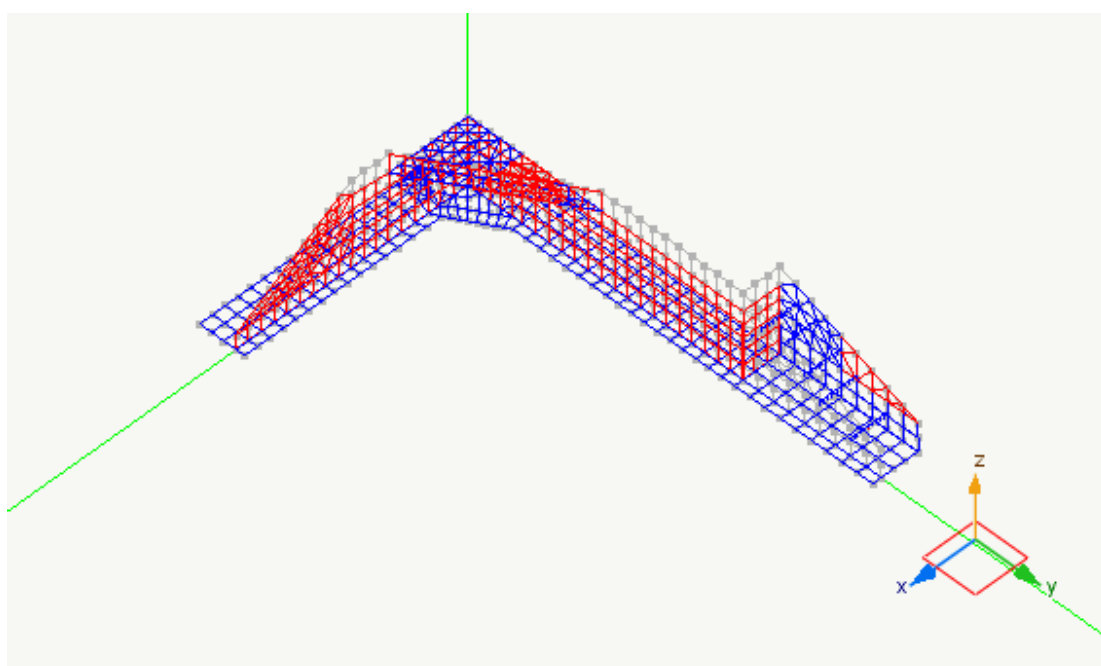
Condizione di carico: Permanente Portato: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Folla Compatta: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Traffico Veicolare: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Totale: Grafico dei carichi

6.11. Le combinazioni di carico

Per gli elementi in cemento armato bidimensionali sono state prese in considerazione le combinazioni di carico di seguito elencate.

Le combinazioni di progetto considerate sono:

$0.30 * (1) \text{ Traffico Veicolare} + 0.60 * (1) \text{ Folla Compatta} + 1.00 * (1) \text{ Permanente Portato} +$

$1.00 * (1) \text{ Proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Traffico Veicolare} + 0.60 * (1) \text{ Folla Compatta} + 1.00 * (1) \text{ Permanente Portato} + 1.00 * (1) \text{ Proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Traffico Veicolare} + 0.60 * (1) \text{ Folla Compatta} + 1.00 * (1) \text{ Permanente Portato} + 1.00 * (1) \text{ Proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Traffico Veicolare} + 0.60 * (1) \text{ Folla Compatta} + 1.00 * (1) \text{ Permanente Portato} + 1.00 * (1) \text{ Proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $1.50 * (1) \text{ Traffico Veicolare} + 1.05 * (1) \text{ Folla Compatta} + 1.00 * (1) \text{ Permanente Portato} + 1.00 * (1) \text{ Proprio}$
 $1.05 * (1) \text{ Traffico Veicolare} + 1.50 * (1) \text{ Folla Compatta} + 1.00 * (1) \text{ Permanente Portato} + 1.00 * (1) \text{ Proprio}$
 $1.00 * (1) \text{ Permanente Portato} + 1.00 * (1) \text{ Proprio}$
 $1.50 * (1) \text{ Traffico Veicolare} + 1.05 * (1) \text{ Folla Compatta} + 1.40 * (1) \text{ Permanente Portato} + 1.40 * (1) \text{ Proprio}$
 $1.05 * (1) \text{ Traffico Veicolare} + 1.50 * (1) \text{ Folla Compatta} + 1.40 * (1) \text{ Permanente Portato} + 1.40 * (1) \text{ Proprio}$
 $1.40 * (1) \text{ Permanente Portato} + 1.40 * (1) \text{ Proprio}$

Le combinazioni di carico di servizio considerate sono le seguenti:

$0.30 * (1) \text{ Traffico Veicolare} + 0.60 * (1) \text{ Folla Compatta} + 1.00 * (1) \text{ Permanente Portato} + 1.00 * (1) \text{ Proprio}$
 $1.00 * (1) \text{ Permanente Portato} + 1.00 * (1) \text{ Proprio}$
 $0.50 * (1) \text{ Traffico Veicolare} + 0.60 * (1) \text{ Folla Compatta} + 1.00 * (1) \text{ Permanente Portato} + 1.00 * (1) \text{ Proprio}$
 $0.30 * (1) \text{ Traffico Veicolare} + 0.70 * (1) \text{ Folla Compatta} + 1.00 * (1) \text{ Permanente Portato} + 1.00 * (1) \text{ Proprio}$
 $1.00 * (1) \text{ Permanente Portato} + 1.00 * (1) \text{ Proprio}$
 $1.00 * (1) \text{ Traffico Veicolare} + 0.70 * (1) \text{ Folla Compatta} + 1.00 * (1) \text{ Permanente Portato} + 1.00 * (1) \text{ Proprio}$
 $0.70 * (1) \text{ Traffico Veicolare} + 1.00 * (1) \text{ Folla Compatta} + 1.00 * (1) \text{ Permanente Portato} + 1.00 * (1) \text{ Proprio}$
 $1.00 * (1) \text{ Permanente Portato} + 1.00 * (1) \text{ Proprio}$

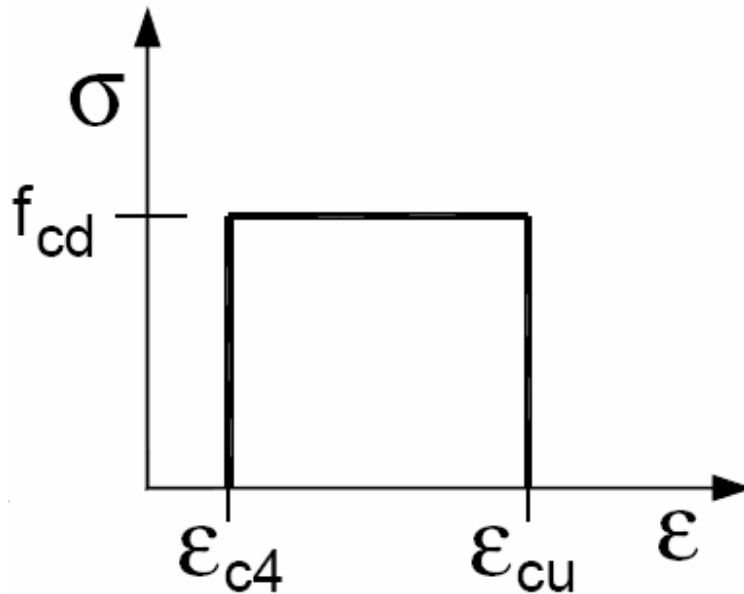
7. Legami costitutivi

In questo capitolo sono riportati i legami costitutivi adottati per la modellazione dei materiali e dei terreni.

7.1. Elementi bidimensionali

7.1.1. Conglomerato cementizio

Nella figura di seguito è rappresentato il legame costitutivo σ - ϵ adottato per il calcestruzzo del tipo rettangolo (stress block) nel calcolo degli elementi piani bidimensionali.



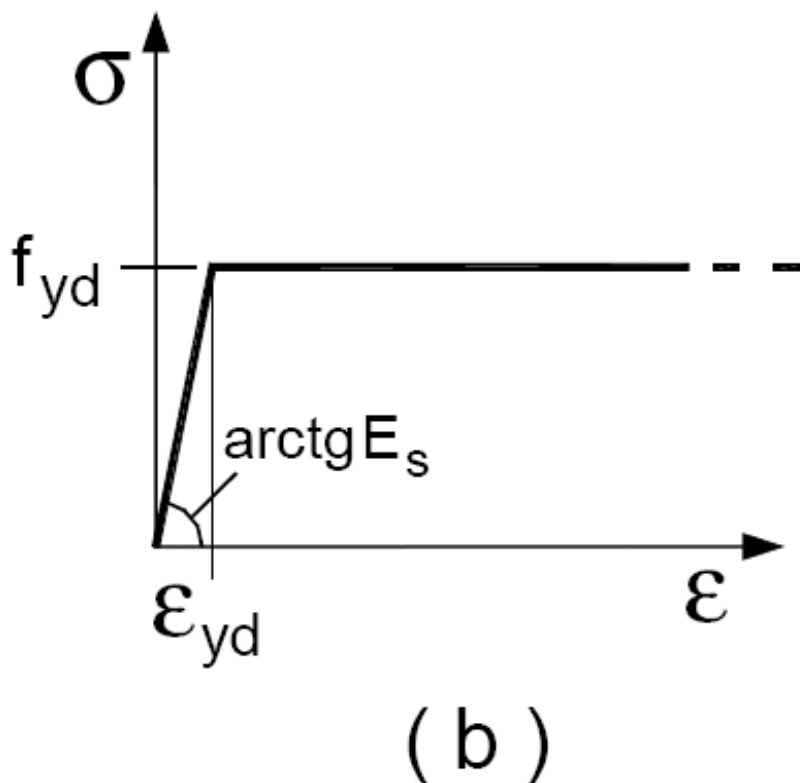
*Legame costitutivo utilizzato
per il calcestruzzo*

I valori delle deformazioni utilizzati sono i seguenti:

ϵ_{c4}	ϵ_{cu}
$0.2\epsilon_{cu}$	0.0035

7.1.2. Acciaio da cemento armato

Il legame costitutivo dell'acciaio utilizzato nel calcolo degli elementi bidimensionali è definito come una bilatera con o senza incrudimento.



Legame costitutivo utilizzato per l'acciaio

ϵ_{yd}	f_{yd}
0.1822	3826.09

7.1.3. Rete elettrosaldata per elementi in c.a. e c.a.p.

Per le reti e i tralicci elettrosaldati si utilizzeranno gli acciai tipo B450C e B450A.

7.2. Terreno di fondazione

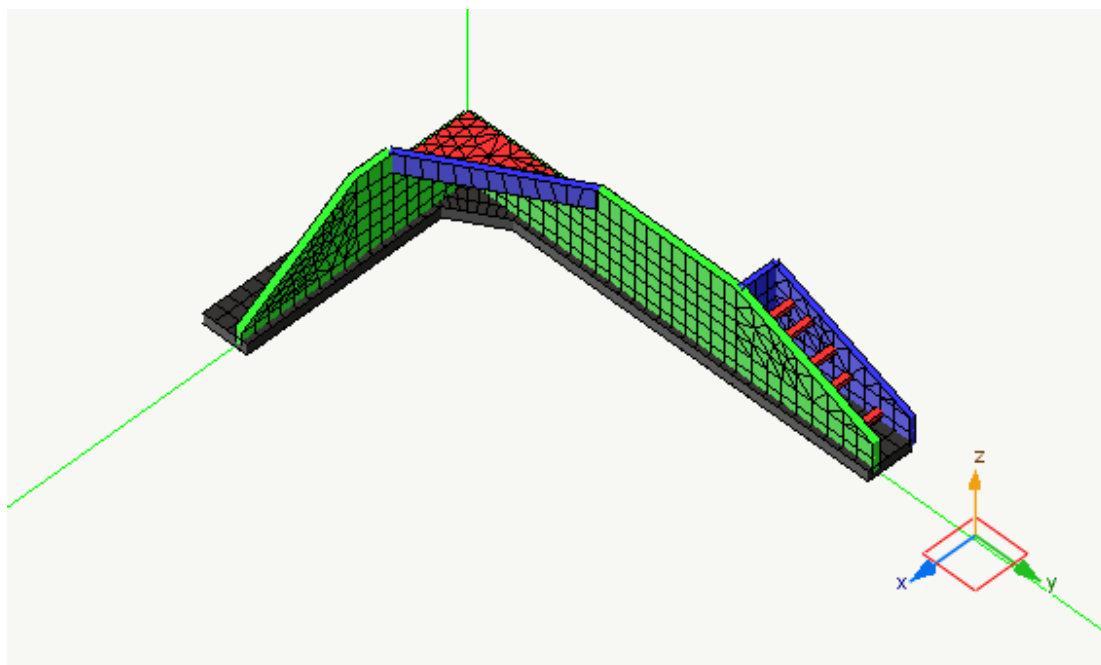
Il terreno è considerato a comportamento elastico lineare.

Per l'analisi strutturale si fa uso del modulo di reazione (coefficiente di sottofondo) k_s pari a $5.000 \text{ kg} / \text{cm}^3$.

8. Rappresentatività del modello

La rappresentatività dei risultati ottenuti è in primo luogo assicurata dal metodo adottato che è il Metodo degli Elementi Finiti che non richiede delle significative semplificazioni del modello strutturale. Tale metodo ha permesso infatti di rappresentare tutte le particolarità strutturali con l'opportuna adeguatezza. Il modello strutturale utilizzato corrisponde inoltre alle

concezione e alle esigenze di analisi in quanto il programma di calcolo adottato per trattarlo, consente una completa verifica e diagnosi sul modello stesso di elementi finiti non avendo fasi intermedi di automazione che possano rendere poco identificabile il modello adottato.



9. Analisi condotta con ausilio di elaboratore

L'analisi è stata condotta con l'ausilio dell'elaboratore tramite il programma di calcolo Nòlian prodotto dalla Amministrazione Comunale di Asti. Le caratteristiche identificative di tale programma e le caratteristiche di affidabilità sono raccolte in un apposito documento allegato.

La rappresentatività dei risultati ottenuti è in primo luogo assicurata dal metodo adottato che è il Metodo degli Elementi Finiti che non richiede delle significative semplificazioni del modello strutturale. Inoltre, come si evince dal documento relativo allegato, Nòlian è sottoposto a procedure di validazione e alcuni test di validazione e sono presenti nel documento stesso. Inoltre Nòlian è dotato di procedure automatiche di test che possono essere attivate da chiunque per verificare la corrispondenza dei risultati ai principali benchmark internazionali di validazione.

9.1. tipo di analisi svolta

Per la struttura in esame sono state eseguite:

Un'analisi statica lineare per i carichi statici verticali ed orizzontali
Un'analisi dinamica spettrale

10. Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Programma di calcolo e post processori	All-In-One
Produttore	Softing s.r.l.
Versione	EWS 38 (22.07.2013) build 5306
Licenza	26604

Programma di calcolo e post processori	All-In-One
Produttore	Softing s.r.l.
Versione	EWS 38 (22.07.2013) build 5306
Licenza	26604

11. Affidabilità dei codici utilizzati

Le caratteristiche di affidabilità sono raccolte in un apposito documento allegato alla presente relazione di calcolo

12. Validazione dei codici

Vista la dimensione contenuta dell'opera, non si ritiene necessaria una validazione indipendente del calcolo strutturale.

La rappresentatività dei risultati ottenuti è in primo luogo assicurata dal metodo adottato che è il Metodo degli Elementi Finiti che non richiede delle significative semplificazioni del modello strutturale. Inoltre, come si evince dal documento relativo alla validazione lineare allegato, Nòlian è sottoposto a procedure di validazione e alcuni test di validazione e sono presenti nel documento stesso. Inoltre Nòlian è dotato di procedure automatiche di test che possono essere attivate da chiunque per verificare la corrispondenza dei risultati ai principali benchmark internazionali di validazione.

13. Presentazione dei risultati delle analisi

13.1. Risultati della analisi statica

Sulla struttura in esame è stata eseguita l'analisi statica. Nella tabella seguente si riassumono le informazioni principali:

Larghezza della semibanda della matrice	204.000
Numero di equazioni, o di	2949.000

righe e colonne della matrice	
numero di blocchi in cui la matrice è stata divisa	1.000
numero di equazioni di ogni blocco in cui la matrice è stata divisa	2949.000
zero algoritmico	0.000
tempo in secondi impiegato per l'analisi	0.533

13.2. Risultati dell'analisi modale

Sulla struttura in esame è stata eseguita l'analisi modale. L'analisi modale consiste nel determinare le frequenze e modi propri di vibrare di un sistema a più gradi di libertà. Siano \mathbf{k} e \mathbf{m} rispettivamente le matrici di rigidezza e di massa della struttura da analizzare. Se si indica con ω_n e \mathbf{u}_n rispettivamente frequenze e modi propri di vibrare, si può scrivere la relazione che ci fornisce la dinamica delle strutture che lega le grandezze appena citate:

$$[\mathbf{k} - \omega_n^2 \mathbf{m}] \mathbf{u}_n = 0$$

Chiaramente \mathbf{k} e \mathbf{m} sono termini noti in quanto ricavati a priori dalle caratteristiche del sistema strutturale, ω_n e \mathbf{u}_n sono incognite. La precedente espressione può essere riscritta nel seguente modo:

$$\mathbf{k} \mathbf{u}_n = \omega_n^2 \mathbf{m} \mathbf{u}_n$$

questo rappresenta un problema agli autovalori e autovettori generalizzato e può essere ricondotto nella forma standard semplicemente premoltiplicando per la matrice inversa di \mathbf{m}

$$\mathbf{m}^{-1} \mathbf{k} \mathbf{u}_n = \omega_n^2 \mathbf{u}_n$$

La forma standard del problema è:

$$\mathbf{A}$$

L'analisi modale, quindi, consiste nella risoluzione di un problema di autovalori e autovettori.

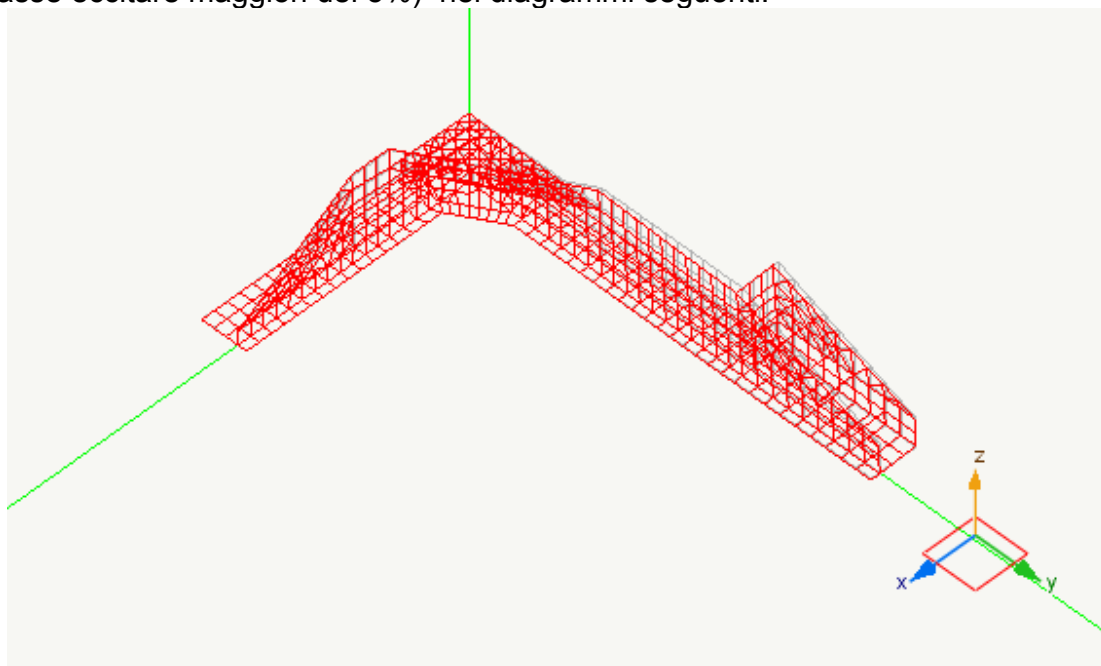
Il numero degli autovalori calcolati è pari a 16.000 e la tabella che segue contiene i valori dei periodi propri:

Modo	Periodo	Var. percentuale	Masse eccitate
1	0.113	0.00	30.531
2	0.067	40.09	3.674
3	0.034	49.32	5.347
4	0.030	12.46	15.984
5	0.024	19.20	0.703
6	0.018	26.94	4.992

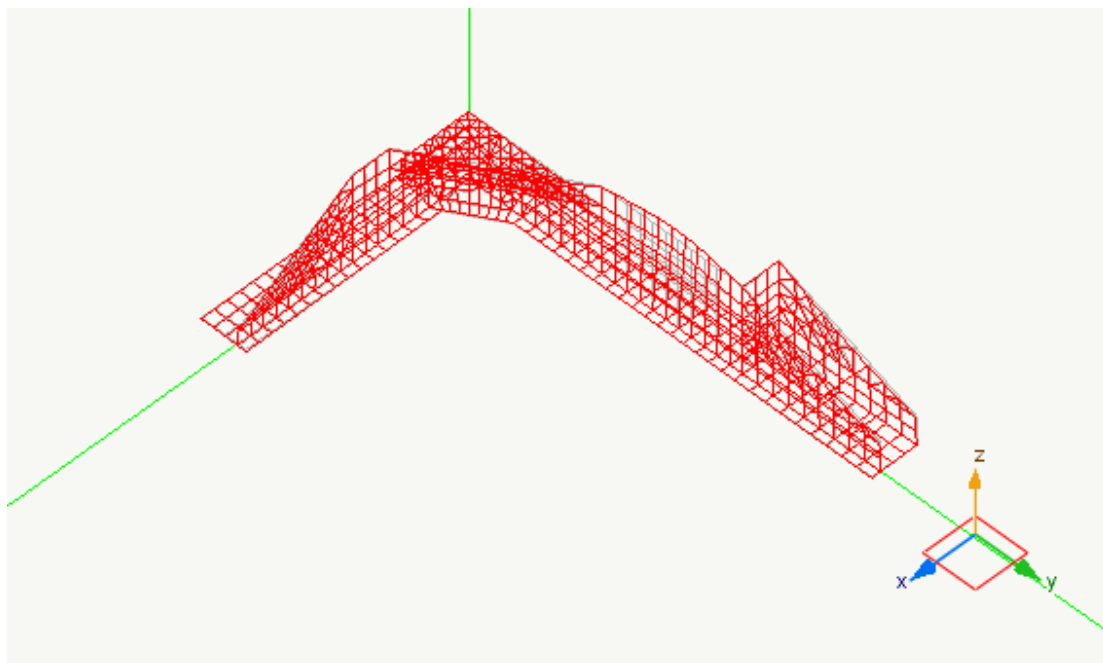
7	0.016	9.19	1.622
8	0.015	8.64	5.035
9	0.014	6.80	4.043
10	0.013	4.14	5.061
11	0.013	3.02	1.718
12	0.012	4.13	5.204
13	0.012	5.11	0.984
14	0.010	12.20	0.387
15	0.010	3.05	1.019
16	0.009	4.51	0.036

La somma delle masse relative eccitate dai modo considerati e' il 86.338% delle masse totali maggiore del 85% della massa totale e quindi il punto 7.3.3.1 della normativa risulta verificato Siccome la variazione percentuale minima tra i periodi nel modello con spostamento è del 3.020% ed è inferiore al 10% si utilizza nel calcolo delle azioni sismiche la combinazione quadratica completa (CQC).

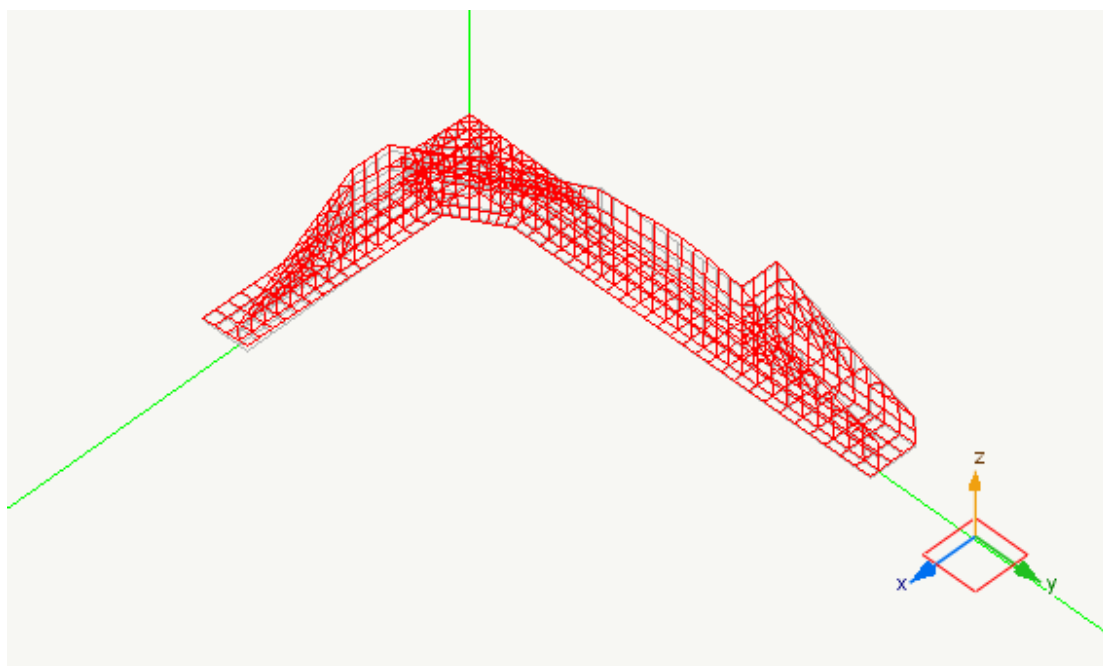
Si riportano le forme modali della struttura relative agli autovettori più significativi (solo i modi con masse eccitare maggiori del 5%) nei diagrammi seguenti.



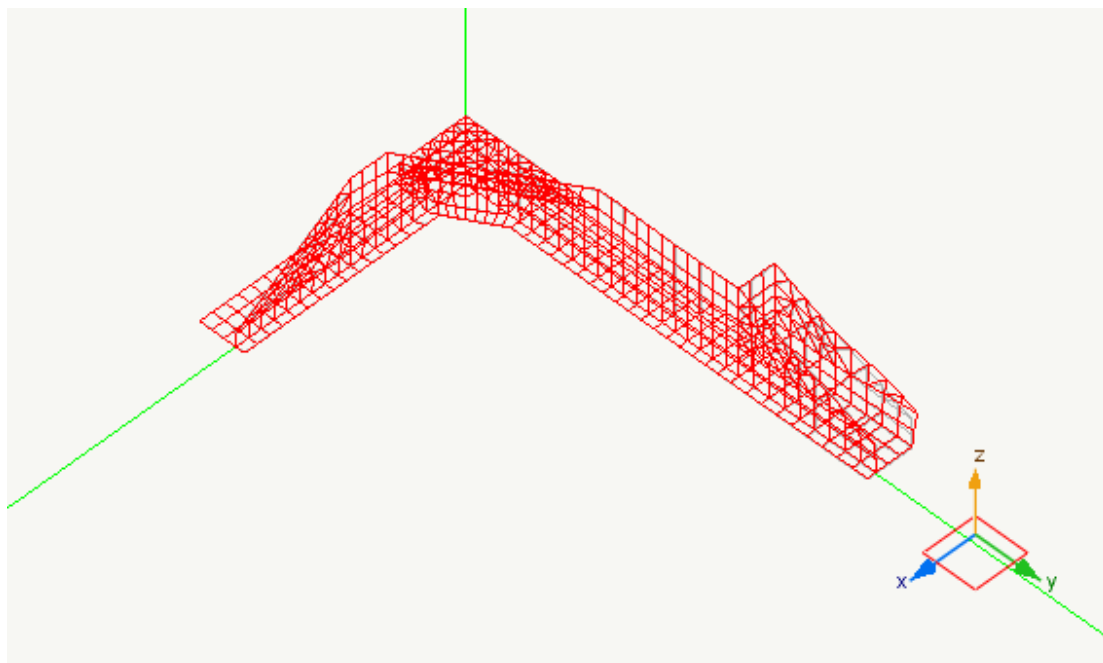
*Rappresentazione della forma modale relativa al modo 1.000
avente massa eccitata paria a 0.305*



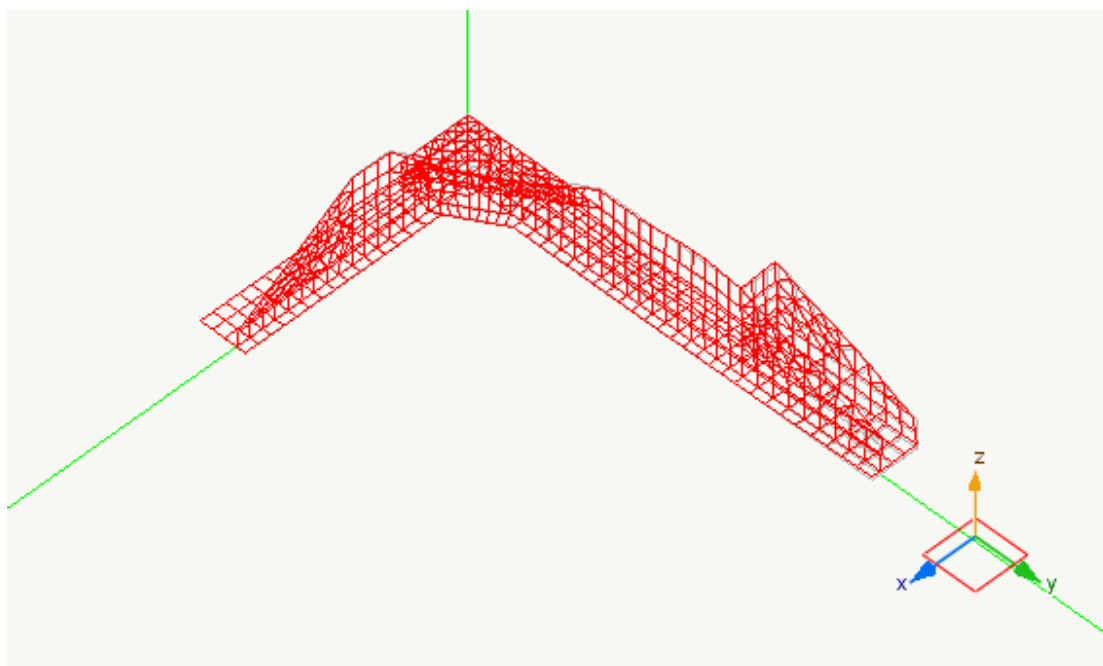
*Rappresentazione della forma modale relativa al modo 3.000
avente massa eccitata pari a 0.053*



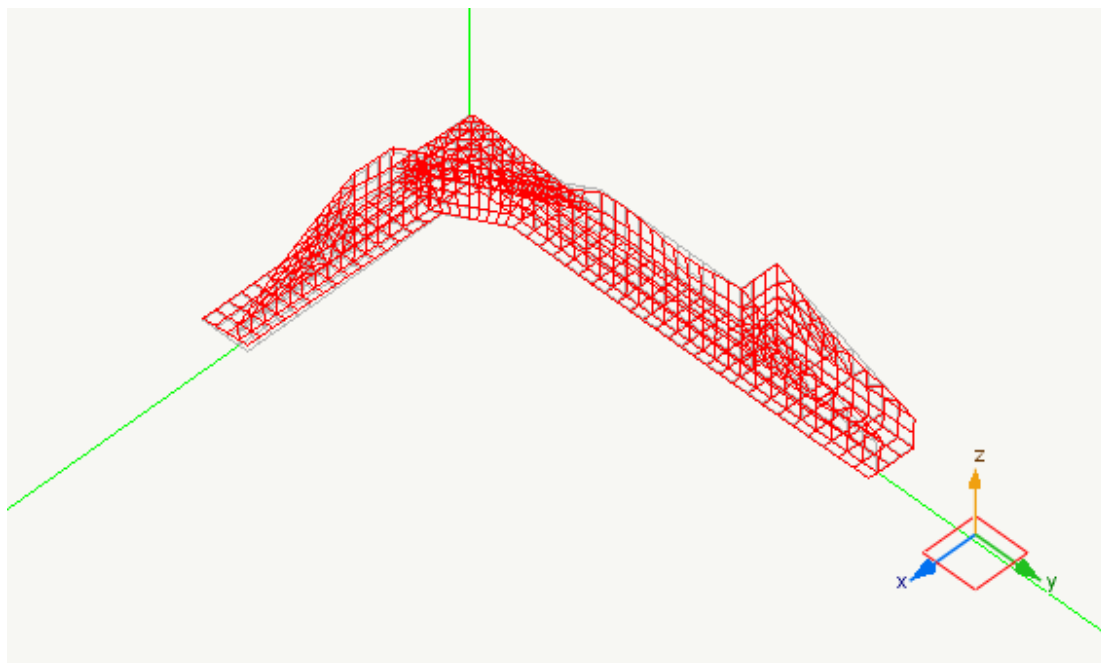
*Rappresentazione della forma modale relativa al modo 4.000
avente massa eccitata pari a 0.160*



*Rappresentazione della forma modale relativa al modo 8.000
avente massa eccitata pari a 0.050*



*Rappresentazione della forma modale relativa al modo 10.000
avente massa eccitata pari a 0.051*



*Rappresentazione della forma modale relativa al modo 12.000
avente massa eccitata pari a 0.052*

14. Progetto degli elementi piani in cemento armato

14.1. Generalità

Il progetto delle armature degli elementi piani in calcestruzzo di questa struttura e' stato condotto con il programma EasyWall prodotto dalla Softing S.r.l. di Roma.
La verifica degli elementi piani in cemento armato sono riportate nell'allegato analitico di calcolo di EW.

14.2. Nota su EasyWall

EasyWall è un programma per il progetto delle armature in elementi strutturali bidimensionali in calcestruzzo armato.

EasyWall è un post processore di Nòlian che acquisisce direttamente il modello di calcolo e gli stati di sollecitazione da Nòlian. Pertanto EasyWall riceve i dati di un modello ad elementi finiti di una struttura tridimensionale del tutto generale comunque sollecitata.

EasyWall gestisce questa situazione del tutto generale senza porvi limitazioni ma gestendo lo stato completo di sollecitazione (sollecitazione flessionale accoppiata alla sollecitazione membranale) in elementi piani.

Per far ciò EasyWall impiega una sofisticata funzione di analisi non lineare applicata a molti punti della superficie media dell'elemento per determinare i piani di fessurazione e quindi le direzioni delle sollecitazioni.

Queste capacità di EasyWall diminuiscono drasticamente le possibilità di errore di progetto.

Nel caso di progetto con il metodo delle tensioni ammissibili viene impiegato un modello lineare sforzi-deformazioni, come previsto dalla normativa, nel caso invece di analisi con il metodo degli stati limite viene impiegata la funzione sforzo-deformazione non lineare, sempre

prevista dalla normativa.

Nelle stampe analitiche effettuate dal programma, vengono poi eseguite nuovamente le verifiche nei punti richiesti in modo tale da garantire che gli stampati analitici riflettano le vere situazioni progettuali tenendo quindi conto anche delle eventuali modifiche che il progettista abbia ritenuto opportuno praticare.

14.3. Criteri di calcolo

Per le verifiche di resistenza si è adottato il criterio degli stati limite seguendo i dettami imposti dalla legge n.1086 del 5/11/71 ed i successivi aggiornamenti.

Per il calcolo delle armature si sono adottati per il calcestruzzo di classe $R_{ck} = 350.000$ kg/cm² i seguenti parametri:

coefficiente di sicurezza parziale calcestruzzo	1.500
coefficiente di sicurezza addizionale calcestruzzo	0.850
accorciamento unitario massimo nel calcestruzzo	0.004

e per l'acciaio tipo B450C:

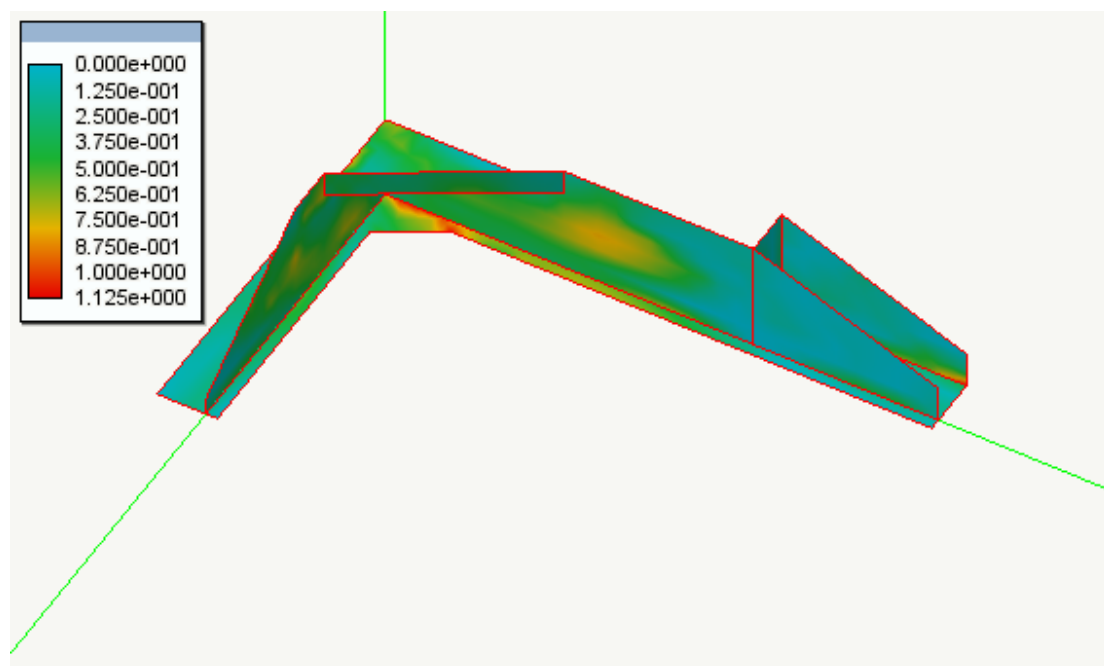
resistenza caratteristica acciaio	4400.000 kg/cm ²
coefficiente di sicurezza parziale acciaio	1.150
allungamento unitario massimo nell'acciaio	0.010

15. Sicurezza degli elementi piani in cemento armato

15.1. Verifiche per lo stato limite ultimo

La verifica degli elementi piani sono riportate nell'allegato analitico di calcolo di EW.

Nella immagine che segue vengono riportati i risultati delle verifiche degli elementi visualizzate globalmente cioè sull'intera struttura con esplicitato il valori massimo delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.



Coefficiente di sfruttamento

Tale coefficiente va inteso come rapporto tra azioni agenti agente e resistenza ultima ed è quindi l'inverso del coefficiente di sicurezza. Valori pertanto superiori ad 1 indicano che la sezione non è verificata. I valori superiori ad 1 sono sempre rappresentati in colore rosso. Il colore rosso indica anche un eventuale errore nel calcolo.

Il fattore di sicurezza viene valutato costruendo la funzione del dominio di rottura e verificando il fattore di sicurezza per tutte le combinazioni di carico di progetto. Il valore minimo del fattore di sicurezza (massimo del fattore di sfruttamento) viene espresso in colore.

Il calcolo del fattore di sicurezza avviene considerando il punto di carico. La misura del fattore di sicurezza avviene lungo la retta che congiunge questo punto con l'origine nello spazio delle sollecitazioni. L'intersezione di tale retta con il confine del dominio di rottura determina il punto limite. Il rapporto tra la distanza di tale punto dall'origine e la distanza del punto di carico, determina il fattore di sicurezza.

Questa verifica è la più sofisticata e accurata possibile in quanto fornisce in una visione sintetica della reale sicurezza dell'elemento. Infatti la verifica avviene sul dominio di rottura considerando tutte le componenti di sforzo.

15.2. Verifiche per lo stato limite di esercizio

15.2.1. Fessurazione

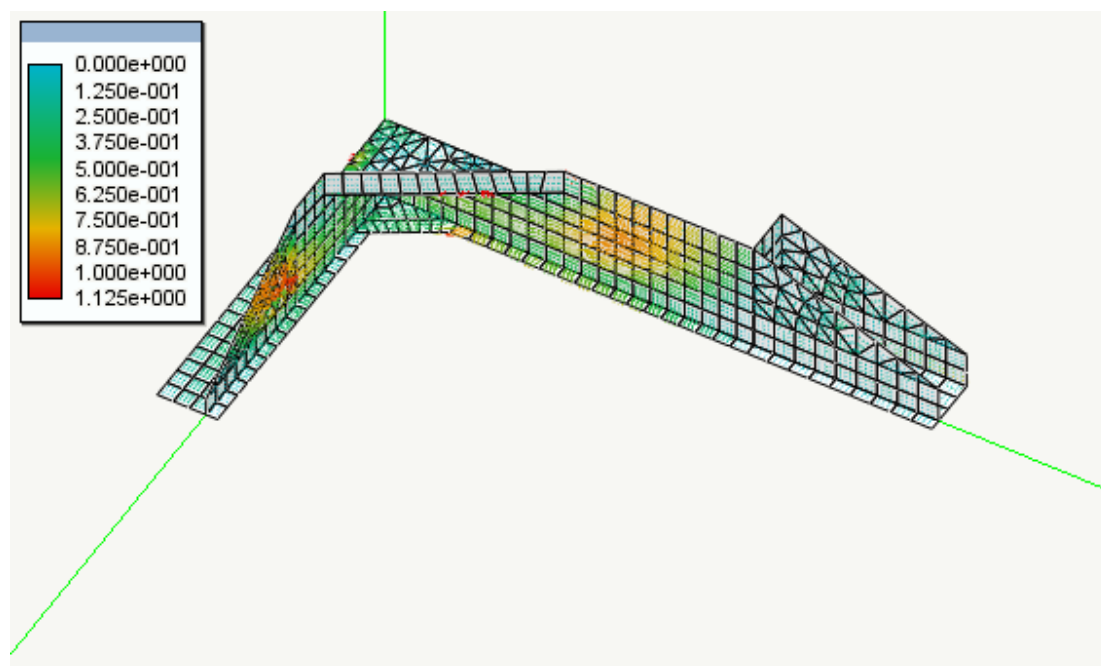
Secondo quanto dettato dal DM 14/01/2008 si considera per la struttura in esame le seguenti esigenze:

Ambiente:	Ordinario
Gruppo esigenze:	A
Sensibilità armatura:	Poco sensibile

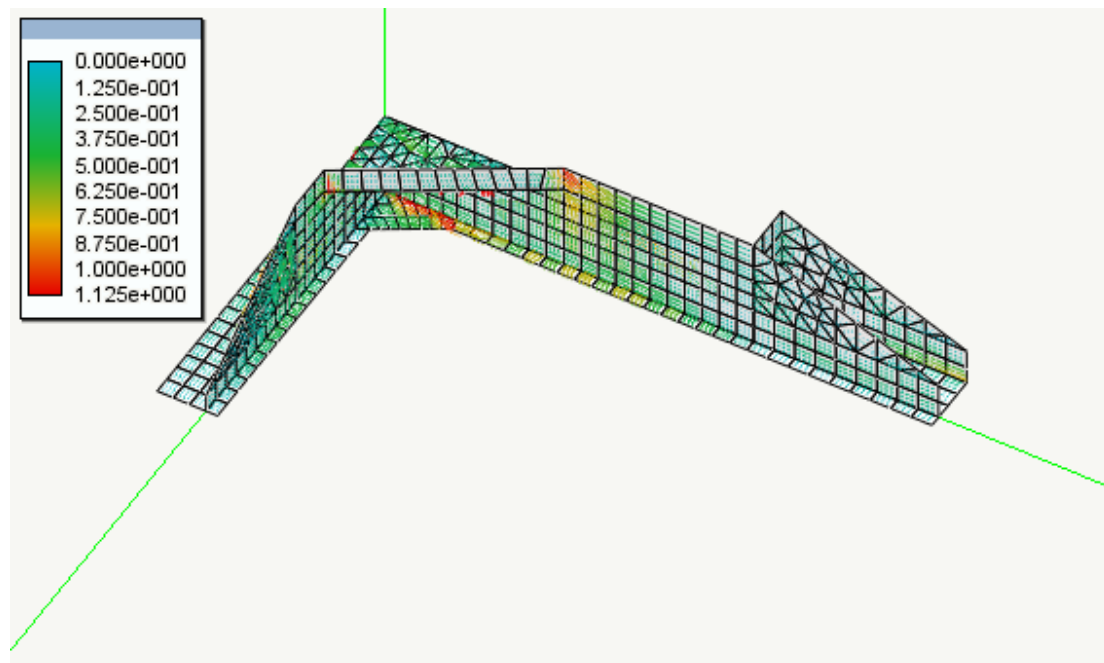
queste comportano il controllo dei seguenti stati limite:

combinazione di carico:	Stato limite: apertura fessure
Frequente	£ $w_3=0.4\text{mm}$
Quasi permanente	□ $w_3=0.3\text{mm}$

Le figure seguenti riassumono quanto su riportato.



Facce visibili



Facce nascoste

16. Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

Ciò quanto dovuto.

RELAZIONE GEOTECNICA

1. Relazione geotecnica

1.1. Descrizione della fondazione

1.2. Descrizione terreno

L'area su cui insiste la struttura in esame è caratterizzata da un terreno tipo

1.3. Falda

La falda idrica è ad una profondità di 0.000 cm dal piano campagna.

1.4. Parametri geotecnici

I parametri geotecnici utilizzati per lo studio della fondazione della struttura in esame sono riportati nella seguente tabella:

Angolo di attrito (°)	25.000
Coesione	0.000 kg/cm ²
Peso specifico dei granuli	0.003 kg/cm ³
Densità del terreno umido	0.002 kg/cm ³
Percentuale di umidità (%)	10.000
Profondità del piano di posa	80.000 cm

tab 1 - parametri geotecnici

1.5. Approccio utilizzato e coefficienti parziali

Le verifiche sono effettuate per i seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione - terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
- SLU di tipo strutturale
 - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali

Per le verifiche di tipo geotecnico è stato utilizzato l'APPROCCIO 1 la cui combinazione di coefficienti parziali nel caso di SLU di tipo geotecnico è A2+M2+R2.

Per quanto riguarda lo SLU di tipo strutturale si rimanda al tabulato di progetto.

Nella tabelle che seguono sono riportati i coefficienti parziali dell'approccio considerato

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (gruppo 'M'):

correlato all'angolo di attrito	1.250
correlato alla coesione	1.400
correlato alla densità	1.000

Coefficienti parziali per verifiche SLU (gruppo 'R'):

capacità portante	1.800
scorrimento	1.100

Coefficienti parziali per le azioni (gruppo 'A'):

permanenti	1.000
variabili	1.300

1.6. Risultati delle verifiche geotecniche per le platee

Le verifiche delle singole travi di fondazione sono riportate nel tabulato di verifica allegato.

Nelle immagini che seguono vengono riportati i risultati delle verifiche degli elementi visualizzate globalmente, cioè sull'intera struttura con esplicitati i valori massimi delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.



Diagramma a colori dello spostamento verticale

Il valore massimo dello spostamento del terreno ottenuto nel calcolo è riportato in legenda

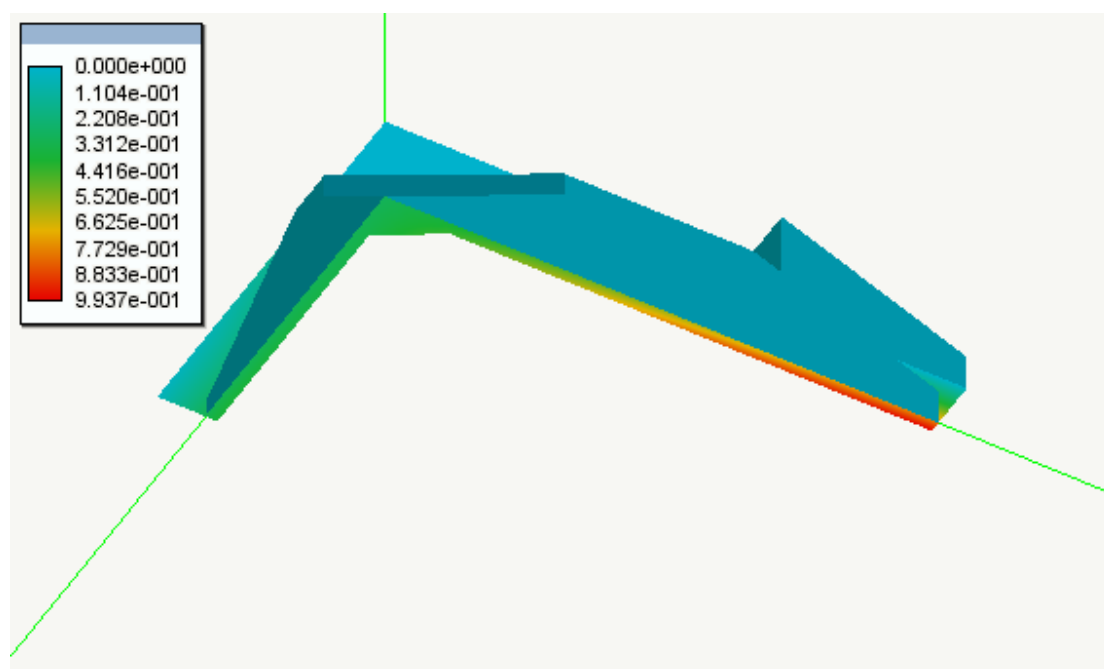


Diagramma a colori della pressione sul terreno

Il valore massimo della pressione sul terreno ottenuta è riportato in legenda



Diagramma a colori del rapporto pressione / portanza

Il valore massimo di rapporto pressione / portanza ottenuto nella verifica è riportato in legenda.