

Elab.

B_02

OGGETTO:

Risanamento idraulico di via Carelli

COMMITTENTE:

Amministrazione Comunale

UBICAZIONE:

Mogliano, via Carelli



Relazione calcolo



Tecnico

Progettista e direttori lavori

Ing. Chiara Cancellieri
via Immattonata, 2 62010 Mogliano (MC)
3292164826 chiara.cancellieri@ingpec.eu

Data agg.

Motivazione agg.

ottobre 2018	PRIMA EMISSIONE

C
O
M
U
N
E
D
I
M
O
G
L
I
A
N
O

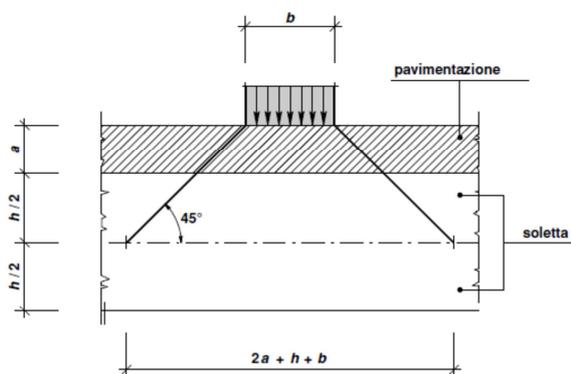
1. PREMESSA

Con la presente relazione si intende dare una rivalutazione di massima al carico ammissibile per il tratto di via Carelli civici 107/111/109/115, posto pari a 2,5t nella relazione tecnica allegata alla “Denuncia dell’esistenza nel sottosuolo di grotte che insistono su aree di proprietà comunale” consegnata in data 28/09/2018 prot n° 0008416.

Il calcolo fa seguito al progetto di rifacimento della pavimentazione stradale con inserimento di una soletta di spessore medio 15 cm, armata con doppia rete $\phi 8/10*10$ sopra le cavità esistenti. Le condizioni attuali sono descritte nelle relazione sopra riportata.

2. ANALISI STATO DI PROGETTO

Si prende come riferimento la grotta n 4 (casistica peggiore delle quattro cavità). Essa è realizzata in mattoni, ha una luce di 3.10 m , un’altezza in chiave di 2.44m e all’imposta di 1.22m. Si ipotizza un carico concentrato per asse di 1.75 t e un’area di impronta con una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta. (0.7*0.7 mq)



Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Lo studio è stato ricondotto a quello di un arco di 70 cm di profondità e tramite il metodo di Mèry si è sintetizzato il regime di sforzi nella curva di pressioni.

La struttura ad arco 3 volte iperstatica, viene resa isostatica introducendo 3 cerniere, in corrispondenza della quale si assumono momenti iperstatici nulli. La loro posizione viene variata alla ricerca di un regime di sforzi ammissibili. I valori delle tensioni sono calcolati secondo la teoria elastica classica dei materiali non reagenti a trazione:

—

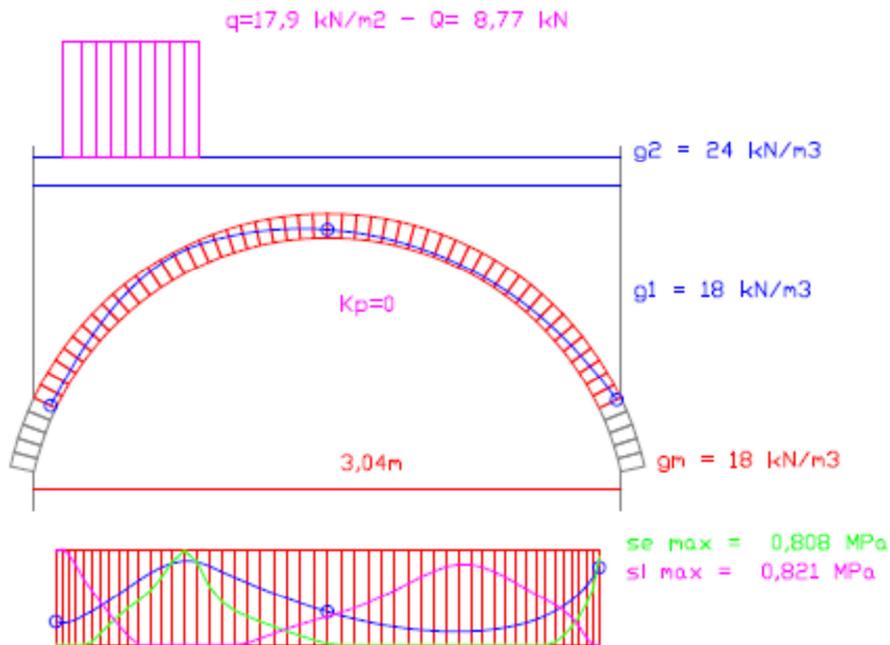
Essendo N la forza assiale di compressione per unità di larghezza dell’arco e u la distanza della linea delle pressioni dal bordo compresso, se la linea delle pressioni è esterna, l’equilibrio non è possibile senza tensioni di trazioni .

Si effettua il calcolo considerando le condizioni di carico che plausibilmente possono verificarsi.

Le tensioni all'estradosso e intradosso dell'arco, vengono confrontate con la resistenza a compressione della muratura, ricavata dividendo la resistenza media reperibile dalla Tab. C8A.2.1. della circolare del 2 febbraio 2009 n 617 per il fattore di confidenza 1.35, adottando una classe di conoscenza LC1.

Resistenza a compressione della muratura : $240 \text{ (N/cm}^2) / 1.35 = 177 \text{ (N/cm}^2)$

GROTTA N 4:



Report

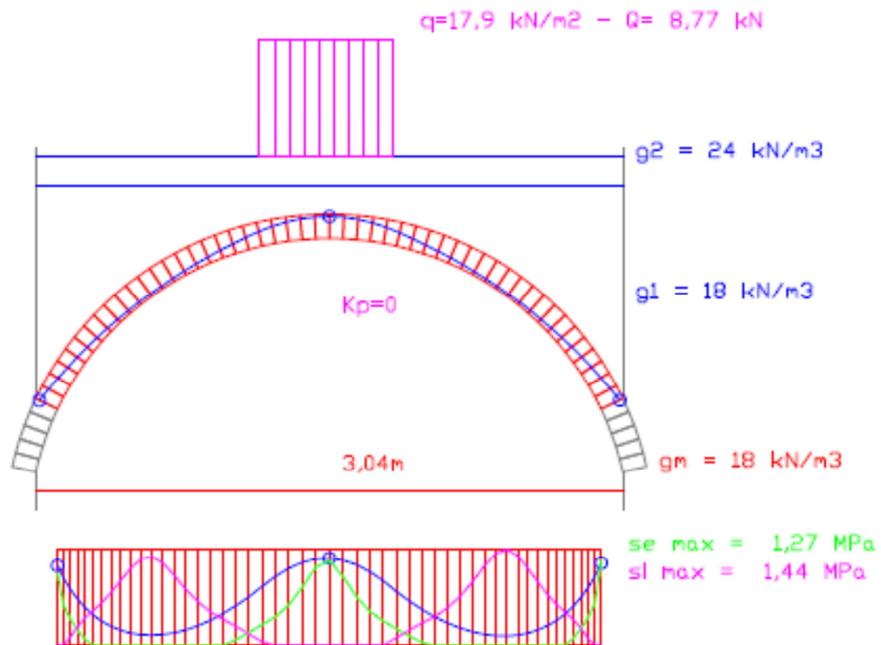
Worst values

Parameter	Value	Sec. N°
σ_e [MPa]	0,808	15
σ_i [MPa]	0,821	2
%comp	36,0	15

Optimal eccentricities [mm]

Left springing el	-32,3
Crown ec	-19,4
Right spring. er	38,8

Sect.	sig_e [MPa]	sig_i [MPa]	%comp
1	0	0,799	72,4
2	0	0,821	68,8
3	0	0,778	70,7
4	0	0,685	78,1
5	0	0,571	90,8
6	0,0199	0,472	100,0
7	0,0946	0,371	100,0
8	0,172	0,268	100,0
9	0,249	0,166	100,0
10	0,320	0,0707	100,0
11	0,384	0	95,9
12	0,462	0	74,9
13	0,576	0	56,6
14	0,716	0	42,9



Worst values

	Value	Sec.N*
σ_e [MPa]	1,27	51
σ_i [MPa]	1,44	40
%comp	27,3	26

Reduce

Optimal eccentricities [mm]

Left springing el	ec	41,5
Crown	ec	51,1
Right sping.	er	44,7

Set as start values

Sect.	sig_e [MPa]	sig_i [MPa]	%comp
1	1,09	0	50,3
2	0,601	0	89,5
3	0,400	0,129	100,0
4	0,234	0,285	100,0
5	0,0934	0,415	100,0
6	0	0,522	95,4
7	0	0,641	76,1
8	0	0,790	60,4
9	0	0,968	48,3
10	0	1,15	39,6
11	0	1,30	34,4
12	0	1,34	32,8
13	0	1,24	34,7
14	0	1,04	40,3

3. CONCLUSIONI

Le tensioni di compressione determinate dalle varie condizioni di carico di 0.875 t (totale 3,5 t su 4 ruote)su area di impronta 0.70 m x 0.70 m risultano inferiori alla tensione di compressione limite della muratura.

Conseguentemente i lavori di rifacimento della pavimentazione stradale con inserimento della soletta doppiamente armata in corrispondenza delle grotte in questione, che ripartisce in maniera più uniforme le azioni dovute al traffico veicolare, si ritiene adeguato un carico limite di di 3,5 t su due assi.

Si tiene a precisare che il calcolo è riferito alle sole grotte di cui è stato possibile prendere visione lo stato di fatto (di proprietà di Ciarlanti Maria Antonietta), e non è estendibile alla totalità della via in quanto gli elaborati consegnati all'Amministrazione Comunale dagli altri proprietari non sono esaustivi e non danno indicazioni in merito al carico ammissibile attuale.

Inoltre si specifica che il carico indicato precedentemente è subordinato ad una valutazione della condizione statica dopo l'esecuzione dei lavori di rifacimento stradale e ad una costante azione di monitoraggio nel tempo per verificare l'eventuale deterioramento dei materiali, ed il verificarsi di eventuali infiltrazioni d'acqua, perdite dalla rete fognari ecc..

Mogliano 14/11/2018

il tecnico

TABULATI DI CALCOLO

OGGETTO:

MURO DI SOSTEGNO

COMMITTENTE:

AMMINISTRAZIONE COMUNALE

RELAZIONE DI CALCOLO

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano il calcolo delle spinte, le verifiche di stabilità e di resistenza di muri di sostegno.

• **NORMATIVA DI RIFERIMENTI**

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni*, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 2 Febbraio 2009, n. 617 “*Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*”.

• **CALCOLO DELLE SPINTE**

Si suppone valida l'ipotesi in base alla quale la spinta attiva si ingenera in seguito al movimento del manufatto nella direzione della spinta agente. Le ipotesi di base per il calcolo della spinta sono le seguenti, le medesime adottate dal metodo di calcolo secondo *Coulomb*, con l'estensione di *Muller-Breslau* e *Mononobe-Okabe*:

- In fase di spinta attiva si crea all'interno del terrapieno un cuneo di spinta, che si distacca dal terreno indisturbato tramite linee di frattura rettilinee, lungo le quali il cuneo scorre generando tensioni tangenziali dovute all'attrito.
- Sul cuneo di spinta agiscono le seguenti forze: peso proprio del terreno, sovraccarichi applicati sull'estradosso del terrapieno, spinte normali alle superfici di scorrimento del cuneo (da una parte contro il paramento e dall'altra contro la porzione di terreno indisturbato), forze di attrito che si innescano lungo le superfici del cuneo e che si oppongono allo scorrimento.
- In condizioni sismiche, al peso proprio del cuneo va aggiunta una componente orizzontale, ed eventualmente anche una verticale, pari al peso complessivo moltiplicato per il prodotto dei coefficienti sismici.
- Il fatto che il muro ha spostamenti significativi fa in modo che l'attrito che si genera è pari al valore massimo possibile, sia in condizioni di spinta attiva che di spinta passiva, quindi le risultanti delle reazioni sulle pareti del cuneo risultano inclinate di un angolo ϕ rispetto alla normale alla superficie di scorrimento.

Il programma *C.D.W. Win*, pur adottando le stesse ipotesi, piuttosto che utilizzare la formula di *Coulomb* in forma chiusa, applica la procedura originaria derivante dall'equilibrio delle forze agenti sul cuneo di spinta, cercando il valore di massimo della spinta per tentativi successivi su tutti i possibili cunei di spinta. Così facendo si possono aggiungere alle ipotesi già indicate le seguenti generalizzazioni, che invece devono essere trascurate utilizzando i metodi classici:

- Il terreno spingente può essere costituito da diversi strati, separati da superfici di forma generica, con caratteristiche geotecniche differenti.
- Il profilo dell'estradosso del terrapieno spingente può avere una forma generica qualsiasi, purché coerente con le caratteristiche del terreno.
- I sovraccarichi agenti sul terrapieno possono avere una distribuzione assolutamente libera.
- Può essere tenuta in conto la coesione interna del terreno e la forza di adesione tra terreno e muro.
- Si può calcolare la spinta di un muro con mensola aerea stabilizzante a monte, al di sotto della quale si crea un vuoto nel terreno.
- È possibile conoscere l'esatto andamento delle pressioni agenti sul profilo del muro anche nei casi sopra detti, in cui tale andamento non è lineare, ma la cui distribuzione incide sul calcolo delle sollecitazioni interne.
- Si può supporre anche l'esistenza una linea di rottura del cuneo interna, che va dal vertice estremo della mensola di fondazione a monte fino a intersecare il paramento, inclinata di un certo angolo legato a quello di attrito interno del terreno stesso. Si può quindi conoscere l'esatta forma del cuneo di spinta, per cui le forze in gioco variano in quanto solo una parte di esso è a contatto con il paramento. Il peso proprio del terreno portato sarà solo quello della parte di terrapieno che realmente rimarrà solidale con la

fondazione e non risulterà interessato da scorrimenti, quindi in generale un triangolo. Ciò fa sì che il peso gravante sulla fondazione può risultare notevolmente inferiore a quello ricavato con i metodi usuali, dal momento che una parte è già stata conteggiata nel cuneo di spinta.

Per quanto riguarda la spinta passiva, quella del terrapieno a valle, le uniche differenze rispetto a quanto detto consistono nel fatto che le forze di attrito e di coesione tra le superfici di scorrimento del cuneo hanno la direzione opposta che nel caso di spinta attiva, nel senso che si oppongono a un moto di espulsione verso l'alto del cuneo, e la procedura iterativa va alla ricerca di un valore minimo piuttosto che un massimo.

Nei casi di fondazione su pali o muri tirantati si può ritenere più giusto adottare un tipo di spinta a riposo, che considera il cuneo di terreno non ancora formato e spostamenti dell'opera nulli o minimi. Tale spinta è in ogni caso superiore a quella attiva e la sua entità si dovrebbe basare su considerazioni meno semplicistiche. Il programma opera prendendo come riferimento una costante di spinta pari a:

$$K_o = 1 - 0,9 \times \sin \phi$$

essendo ϕ l'angolo di attrito interno del terreno, formula che si trova diffusamente in letteratura. Se tale deve essere la costante di spinta per un terreno uniforme, ad estradosso rettilineo orizzontale e privo di sovraccarichi e di azione sismica, viene ricavato un fattore di riduzione dell'angolo di attrito interno del terreno, tale che utilizzando questo angolo ridotto e la consueta procedura per il calcolo della spinta attiva, la costante fittizia di spinta attiva corrisponda alla costante a riposo della formula sopra riportata.

Una volta ricavato questo fattore riduttivo, il programma procede al calcolo con le procedure standard, mettendo in gioco le altre variabili, quali la sagomatura dell'estradosso e degli strati, la presenza di sovraccarichi variamente distribuiti e la condizione sismica. La giustificazione di ciò risiede nella considerazione in base alla quale in condizioni di spinta a riposo, gli spostamenti interni al terreno sono ridotti rispetto alla spinta attiva, quindi l'attrito che si mobilita è una parte di quello massimo possibile, e di conseguenza la spinta risultante cresce.

In base a queste considerazioni di ordine generale, il programma opera come segue:

- Si definisce la geometria di tutti i vari cunei di spinta di tentativo, facendo variare l'angolo di scorrimento dalla parte di monte da 0 fino al valore limite $90 - \phi$. Quindi in caso di terreno multistrato, la superficie di scorrimento sarà costituita da una spezzata con inclinazioni differenti da strato a strato. Ciò assicura valori di spinta maggiori rispetto a una eventuale linea di scorrimento unica rettilinea. L'angolo di scorrimento interno, quello dalla parte del paramento, qualora si attivi la procedura "*Coulomb estes*" è posto pari a $3/4$ dell'angolo utilizzato a monte. Tale percentuale è quella che massimizza il valore della spinta. È possibile però attivare la procedura "*Coulomb classico*", in cui tale superficie si mantiene verticale, ma utilizzando in ogni caso l'angolo di attrito tra terreno e muro.
- Si calcola l'entità complessiva dei sovraccarichi agenti sul terrapieno che ricadono nella porzione di estradosso compresa nel cuneo di spinta.
- Si calcola il peso proprio del cuneo di spinta e le eventuali componenti sismiche orizzontali e verticali dovute al peso proprio ed eventualmente anche ai sovraccarichi agenti sull'estradosso.
- Si calcolano le eventuali azioni tangenziali sulle superfici interne dovute alla coesione interna e all'adesione tra terreno e muro.
- In base al rispetto dell'equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale, nota l'inclinazione delle spinte sulle superfici interne (pari all'angolo di attrito), sviluppato in base a tutte le forze agenti sul concio, si ricavano le forze incognite, cioè le spinte agenti sul paramento e sulla superficie di scorrimento interna del cuneo.
- Si ripete la procedura per tutti i cunei di tentativo, ottenuti al variare dell'angolo alla base. Il valore massimo (minimo nel caso di spinta passiva) tra tutti quelli calcolati corrisponde alla spinta del terrapieno.

• **COMBINAZIONI DI CARICO**

Il programma opera in ottemperanza alle norme attuali per quanto riguarda le combinazioni di carico da usare per i vari tipi di verifiche. In particolare viene rispettato quanto segue.

- Le verifiche di resistenza del paramento e della fondazione SLU vengono effettuate in base alle combinazioni di carico del tipo A1, riportate nei tabulati di stampa.
- Le verifiche geotecniche di portanza e scorrimento vengono effettuate in base alle combinazioni di tipo A1 e A2, in caso di approccio del tipo 1, oppure utilizzando le sole combinazioni del tipo A1, in caso di approccio 2.
- Il sisma verticale viene considerato alternativamente in direzione verso l'alto e verso il basso. La spinta riportata nei tabulati si riferisce al caso in cui la spinta risulta maggiore.

- Le verifiche al ribaltamento vengono svolte utilizzando i coefficienti riportati in norma nella tabella 6.2.I secondo le modalità previste dalla norma stessa, annullando quindi i contributi delle singole azioni che abbiano un effetto stabilizzante.

- I coefficienti delle combinazioni di carico riportati nei tabulati di stampa si riferiscono esclusivamente ai sovraccarichi applicati sul terrapieno e sul muro stesso. Il peso proprio strutturale del muro e quello del terreno di spinta vengono trattati in base a quanto prevede la norma per i pesi propri strutturali e non strutturali, a prescindere dai coefficienti utilizzati per le varie combinazioni.

● VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione.

Non va eseguita se la fondazione è su pali. Le forze che vengono prese in conto sono le seguenti:

- Spinta attiva complessiva del terrapieno a monte.
- Spinta passiva complessiva del terrapieno a valle (da considerare nella quota parte indicata nei dati generali).
- Spinta idrostatica dell'acqua della falda a monte, a valle e sul fondo.
- Forze esplicite applicate sul muro in testa, sulla mensola a valle e sulla mensola di fondazione a valle.
- Forze massime attivabili nei tiranti per moto di ribaltamento.
- Forze di pretensione dei tiranti.
- Peso proprio del muro composto con l'eventuale componente sismica.
- Peso proprio della parte di terrapieno solidale con il muro composto con l'eventuale componente sismica.

Di ciascuna di queste forze verrà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della mensola di fondazione a valle. In presenza di dente di fondazione disposto a valle, il punto di equilibrio è quello più esterno al di sotto del dente.

Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione. Qualora tale singolo momento abbia un effetto ribaltante verrà conteggiato nel momento ribaltante complessivo, qualora invece abbia un effetto stabilizzante farà parte del momento stabilizzante complessivo. Può quindi accadere che il momento ribaltante sia pari a 0, e ciò fisicamente significa che incrementando qualunque forza, ma mantenendone la linea d'azione, il muro non andrà mai in ribaltamento.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

● VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento, tranne per il fatto che per i tiranti il sistema di forze è quello che si innesca per moto di traslazione. Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento del muro, che a seconda della direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Una ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione.

In presenza di dente di fondazione, la linea di scorrimento non è più quella di base della fondazione, ma è una linea che attraversa il terreno sotto la fondazione, e che congiunge il vertice basso interno del dente con l'estremo della mensola di fondazione opposta. In tal caso quindi l'attrito e l'adesione sono quelli interni del terreno. In questo caso viene conteggiato pure il peso della parte di terreno sottostante alla fondazione che nel moto di scorrimento rimane solidale con il muro.

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato dal rapporto tra l'azione stabilizzante complessiva e quella instabilizzante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

● CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Nel caso di fondazione diretta, si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di *Brinch-Hansen*. Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente

parzializzata in base all'eccentricità. Esiste un tipo di pressione limite a lungo termine, in condizioni drenate, e un altro a breve termine in eventuali condizioni non drenate.

Le espressioni complete utilizzate sono le seguenti:

- In condizioni drenate:

$$Q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \Gamma \cdot B \cdot N_g \cdot i_g \cdot d_g \cdot b_g \cdot s_g \cdot g_g + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$$

- In condizioni non drenate:

$$Q_{\text{lim}} = C_u \cdot N_{c'} \cdot i_{c'} \cdot d_{c'} \cdot b_{c'} \cdot s_{c'} \cdot g_{c'} + Q \cdot i_{q'} \cdot d_{q'} \cdot b_{q'} \cdot s_{q'} \cdot g_{q'}$$

Fattori di portanza, ϕ in gradi:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$$

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

$$N_{c'} = 2 + \pi$$

$$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + 0,1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{q'} = 1$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{c'} = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_g = s_q$$

Fattori di profondità, K espresso in radianti:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$$

$$d_{q'} = 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$d_g = 1$$

$$\text{dove } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ o } K = \arctan \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione dei carichi:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^m$$
$$i_{q'} = 1$$
$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$
$$i_{c'} = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot C_u \cdot N_c}$$
$$i_g = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^{m+1}$$
$$\text{con } m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa, η in radianti:

$$b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2$$
$$b_{q'} = 1$$
$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$
$$b_{c'} = 1 - 2 \cdot \frac{\eta}{N_{c'}}$$
$$b_g = g_q$$

Fattori di inclinazione del terreno, β in radianti:

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2$$
$$g_{q'} = 1$$
$$g_c = 1 - 2 \cdot \frac{\beta}{N_{c'}}$$
$$g_g = g_q$$

essendo:

- Γ = peso specifico del terreno di fondazione
- Q = sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione
- e = eccentricità della risultante M/N in valore assoluto
- B = $B_t - 2 \times e$, larghezza della fondazione parzializzata
- B_t = larghezza totale della fondazione
- C = coesione del terreno di fondazione
- D = profondità del piano di posa
- L = sviluppo della fondazione
- H = componente del carico parallela alla fondazione
- V = componente del carico ortogonale alla fondazione
- C_u = coesione non drenata del terreno di fondazione
- C_a = adesione alla base tra terreno e muro
- η = angolo di inclinazione del piano di posa
- β = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi ≥ 0)

- **MURI IN CALCESTRUZZO A MENSOLA**

Sulle sezioni del paramento e delle varie mensole, aeree e di fondazione, si effettua il progetto delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio in corrispondenza di tutte le sezioni singolari (punti di attacco e di spigolo) e in tutte quelle intermedie ad un passo pari a quello imposto nei dati generali. Vengono applicate le formule classiche relative alle sezioni rettangolari in cemento armato, con il progetto dell'armatura necessaria.

- **LEGENDA DELLE ABBREVIAZIONI**

- **CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NEL MURO**

Distanza	: <i>Distanza della sezione dalla sezione iniziale del tipo di elemento (estremo libero)</i>
Angolo	: <i>Angolo di inclinazione della sezione rispetto al piano orizzontale</i>
N	: <i>Sforzo normale, positivo se di compressione</i>
M	: <i>Momento flettente, positivo se antiorario (ribaltante)</i>
T	: <i>Sforzo di taglio, positivo se diretto verso sinistra (lembo più a valle)</i>

N.B.: Le caratteristiche N, M e T si intendono riferite ad 1 metro di sezione di muro, o a tutta la sezione nel caso di contrafforti o cordoli.

- **VERIFICHE PER IL MURO IN C.A.**

Sez. N. : *Numero della sezione da verificare*

Ele : *Tipo di elemento verificato:*

- 1 = PARAMENTO*
- 2 = MENSOLA AEREA A VALLE*
- 3 = MENSOLA AEREA A MONTE*
- 4 = MENSOLA DI FONDAZIONE A VALLE*
- 5 = MENSOLA DI FONDAZIONE A MONTE*
- 6 = DENTE DI FONDAZIONE*
- 7 = SEZIONE TRASVERSALE PARAMENTO*
- 8 = SEZIONE TRASVERSALE FONDAZIONE*
- 9 = CONTRAFFORTE*
- 10 = CORDOLO*

Dist	: Distanza della sezione dalla sezione iniziale del tipo di elemento (mezzeria della campata per sezioni verticali del paramento e cordoli)
H	: Altezza della sezione
B	: Larghezza della sezione (nel caso di contrafforti con sezione a T, tale dato è relativo alla larghezza dell'anima della sezione, al netto quindi dei tratti di paramento collaborante)
Xg	: Ascissa del baricentro della sezione
Yg	: Altezza del baricentro della sezione. Ascissa e altezza si intendono misurate a partire dal punto più a valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene l'ipotetica rotazione del ribaltamento
Ang	: Angolo di inclinazione della sezione rispetto al piano orizzontale
Cmb fle	: Combinazione di carico più gravosa a presso-flessione. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2
Nsdu	: Sforzo normale di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a presso-flessione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se di compressione
Msdu	: Momento flettente di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a presso-flessione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se antiorario (ribaltante)
A sin	: Area di armatura nel lembo di sinistra (quello più a valle) della sezione, relativa a 1 metro di muro o a tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli (nel caso di contrafforti con sezione a T, tale area va distribuita su tutta la larghezza delle ali e non è cumulabile all'area dei corrispondenti ferri verticali per la sezione orizzontale del paramento in quanto in essa già compresa)
A des	: Area di armatura nel lembo di destra (quello più a monte) della sezione, relativa a 1 metro di muro o a tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli
An. s	: Angolo della armatura di sinistra rispetto alla normale della sezione. L'angolo si intende positivo se l'armatura va a divergere all'aumentare della distanza
An. d	: Angolo della armatura di destra rispetto alla normale della sezione. L'angolo si intende positivo se l'armatura va a divergere all'aumentare della distanza
Nrdu	: Sforzo normale associato al momento resistente ultimo sulla sezione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se di compressione
Mrdu	: Momento flettente resistente ultimo sulla sezione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli
Cmb tag	: Combinazione di carico più gravosa a taglio. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2
Vsdu	: Sforzo di taglio di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a taglio, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se diretto verso sinistra (lembo più a valle)
Vrdu c	: Taglio resistente ultimo di calcolo per il meccanismo resistente affidato al calcestruzzo
Vrdu s	: Taglio resistente ultimo di calcolo per il meccanismo resistente affidato alle staffe
A sta	: Area di staffe necessaria nel concio precedente la sezione
Verif.	: Indicazione soddisfacimento delle verifiche di resistenza

• VERIFICHE FESSURAZIONE MURI

Muro N.	: Numero del muro
Ele	: Tipo di elemento verificato
Tipo Comb	: Tipo di combinazione di carico
Cmb fes	: Combinazione di carico più gravosa a fessurazione, tra quelle del tipo considerato
Sez. fes	: Sezione dell'elemento in cui risulta più gravosa la verifica a fessurazione
N fes	: Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata
M fes	: Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata
Dist.	: Distanza media tra le fessure in condizioni di esercizio
W ese	: Ampiezza media delle fessure in condizioni di esercizio
W max	: Ampiezza massima limite tra le fessure
Verifica	: Indicazione soddisfacimento delle verifiche

• VERIFICHE TENSIONI DI ESERCIZIO MURI

Muro N.	: Numero del muro
Ele	: Tipo di elemento verificato
Tipo Comb	: Tipo di combinazione di carico
Cmb $\hat{\sigma}_c$: Combinazione di carico più gravosa per le tensioni nel calcestruzzo, tra quelle del tipo considerato
Sez. σ_c	: Sezione del palo nella quale la verifica della tensione nel calcestruzzo è più gravosa
N σ_c	: Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata
M σ_c	: Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata
σ_c	: Tensione massima nel calcestruzzo in condizioni di esercizio
σ_c max	: Tensione massima limite nel calcestruzzo
Cmb σ_f	: Combinazione di carico più gravosa per le tensioni nell'acciaio, tra quelle del tipo considerato
Sez. σ_f	: Sezione del palo nella quale la verifica della tensione nell'acciaio è più gravosa

- N** σ_f : *Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata*
- M** σ_f : *Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata*
- σ_f : *Tensione massima nell'acciaio in condizioni di esercizio*
- σ_f max : *Tensione massima limite nell'acciaio*
- Verifica** : *Indicazione soddisfacimento delle verifiche*

DATI DI CALCOLO

PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	SECONDA
Longitudine Est (Grd)	13,48267	Latitudine Nord (Grd)	43,18666
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Probabilita' Pvr (SLV)	0,10000	Periodo Ritorno Anni (SLV)	475,00000
Accelerazione Ag/g (SLV)	0,17400	Fattore Stratigrafia 'S'	1,44624
Probabilita' Pvr (SLD)	0,63000	Periodo Ritorno Anni (SLD)	50,00000
Accelerazione Ag/g (SLD)	0,06900	-----	
TEORIE DI CALCOLO			
Verifiche effettuate con il metodo degli stati limite ultimi			
Portanza dei pali calcolata con la teoria di Norme A.G.I.			
Portanza terreno di fondazione calcolata con la teoria di Brinch-Hansen			
CRITERI DI CALCOLO			
Non e' considerata l'azione sismica dovuta ai sovraccarichi sul terrapieno.			
Non e' considerata l'azione sismica dovuta alle forze applicate al muro.			
Non si tiene conto dell'effetto stabilizzante delle forze applicate al muro.			
Rapporto tra il taglio medio e quello nel palo piu' caricato:			1,00
Coeff. maggiorativo diametro perforazione per micropali			1,20
Percentuale spinta a valle per la verifica a scorrimento			50
Percentuale spinta a valle per la verifica a ribaltam.			0
Percentuale spinta a valle per la verifica in fondazione			100
Percentuale spinta a valle per calcolo sollecitazioni			100
COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA			
		TABELLA M1	TABELLA M2
Tangente Resist. Taglio		1,00	1,25
Peso Specifico		1,00	1,00
Coesione Efficace (c'k)		1,00	1,25
Resist. a taglio NON drenata (cuk)		1,00	1,40
Tipo Approccio		Combinazione Unica: (A1+M1+R3)	
Tipo di fondazione		Su Pali Trivellati	
COEFFICIENTI R3	R3 STATICI	R3 SISMICI	R3 PALI
Capacita' Portante	1,40	1,20	
Scorrimento	1,10	1,00	
Ribaltamento	1,15	1,00	
Resist. Terreno Valle	1,40	1,20	
Resist. alla Base			1,35
Resist. Lat. a Compr.			1,35
Resist. Lat. a Traz.			1,25
Carichi Trasversali			1,30

CARATTERISTICHE MATERIALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
CARATTERISTICHE C. A. ELEVAZIONE			
Classe Calcestruzzo	C25/30	Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	314758 kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0,2	Tipo Armatura	POCO SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	250,0 kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINARIA XC1
Resist. Calcolo 'fcd'	141,0 kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500,0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	141,0 kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500,0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20 %	Resist. Calcolo'fyd'	3913,0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35 %	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00 %
Fessura Max.Comb.Rare	mm	Sigma CLS Comb.Rare	150,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0,3 mm	Sigma CLS Comb.Perm	112,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0,4 mm	Sigma Acc Comb.Rare	3600,0 kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500 kg/mc	Copriferro Netto	3,0 cm
CARATTERISTICHE C. A. FONDAZIONE			
Classe Calcestruzzo	C25/30	Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	314758 kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0,2	Tipo Armatura	POCO SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	250,0 kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINARIA XC1
Resist. Calcolo 'fcd'	141,0 kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500,0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	141,0 kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500,0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20 %	Resist. Calcolo'fyd'	3913,0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35 %	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00 %
Fessura Max.Comb.Rare	mm	Sigma CLS Comb.Rare	150,0 kg/cmq

Ing. Chiara Cancellieri

SOFTWARE: C.D.W. - Computer Design of Walls - Rel.2018 - Lic. Nro: 35394

CARATTERISTICHE MATERIALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI					
Fessura Max.Comb.Perm	0,3	mm	Sigma CLS Comb.Perm	112,0	kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0,4	mm	Sigma Acc Comb.Rare	3600,0	kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500	kg/mc	Peso Spec.CLS Magro	2200	kg/mc
Copriferro Netto	3,0	cm			
CARATTERISTICHE CEMENTO ARMATO PALI					
Classe Calcestruzzo	C20/25		Classe Acciaio	B450C	
Modulo Elastico CLS	299619	kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq	
Coeff. di Poisson	0,2		Tipo Armatura	POCO SENSIBILI	
Resist.Car. CLS 'fck'	200,0	kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINARIA XC1	
Resist. Calcolo 'fcd'	110,0	kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	3800,0	kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	110,0	kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	3800,0	kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20	%	Resist. Calcolo'fyd'	3250,0	kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35	%	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00	%
Fessura Max.Comb.Rare		mm	Sigma CLS Comb.Rare	119,0	kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0,2	mm	Sigma CLS Comb.Perm	92,0	kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0,3	mm	Sigma Acc Comb.Rare	3040,0	kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500	kg/mc	Copriferro Netto	2,0	cm
CARATTERISTICHE MATERIALE MURI GRAVITA'					
Resistenza di calcolo a compressione del materiale				100,0	Kg/cmq
Resistenza di calcolo a trazione del materiale				0,0	Kg/cmq
Peso specifico del materiale				2500	Kg/mc
Peso specifico del calcestruzzo magro di fondazione				2200	Kg/mc
Denominazione del materiale	CALCESTRUZZO MAGRO NON ARMATO				
CARATTERISTICHE DEI MICROPALI (Tipologia=Nessuna)					
Modulo elastico omogeneizzato del materiale:				300	t/cmq
Sforzo di taglio massimo di calcolo nel singolo micropalo				75	t
Momento flettente massimo di calcolo nel singolo micropalo				75	tm
Peso specifico omogeneizzato del materiale				2500	Kg/mc
Denominazione tipo di micropali	MICROPALO DI ESEMPIO				
CARATTERISTICHE DEI TIRANTI					
Tensione di snervamento dell'acciaio				3250	Kg/cmq
Modulo elastico dell'acciaio				2100	t/cmq
Ancoraggi effettuati con bulbo di calcestruzzo iniettato					

DATI TERRAPIENO MURO 1

Muro n.1						
DATI TERRAPIENO						
Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:		1.5	m			
Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:		3	m			
Inclinaz. media terreno valle(positivo se scende verso valle):		0	°			
Angolo di attrito tra fondazione e terreno:		15	°			
Adesione tra fondazione e terreno:		1	Kg/cmq			
Angolo di attrito tra fondazione e terreno in presenza acqua:		15	°			
Adesione tra fondazione e terreno in presenza di acqua:		1	Kg/cmq			
Permeabilita' Terreno:ALTA						
Muro Vincolato:NO						
Coefficiente BetaM:.379						
Coefficiente di intensita' sismica orizzontale:.095						
Coefficiente di intensita' sismica verticale:.047						
Coordinate dei vertici aggiuntivi per la determinazione della spezzata dell'estradosso del terrapieno a monte e a valle. Le coordinate sono fornite per il terrapieno a monte rispetto al punto iniziale (ovvero piu' a sinistra), mentre per il terrapieno a valle sono riferite al punto piu' in basso a sinistra della fondazione.						
POLIGONALE MONTE			POLIGONALE VALLE			
Vertice	Ascissa m	Ordinata m	Vertice	Ascissa m	Ordinata m	
1	0,10	0,00				

DATI STRATIGR. MURO 1

STRATIGRAFIA DEL TERRENO		
STRATO n.	1	:
Spessore dello strato:	1,50	m
Angolo di attrito interno del terreno:	28	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	18	°
Coesione del terreno in condizioni drenate:	0,10	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0,00	Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	1800	Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0,01	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0,00	Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	800	Kg/mc
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:	0,00	
STRATO n.	2	:
Spessore dello strato:	3,00	m
Angolo di attrito interno del terreno:	22	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	15	°
Coesione del terreno in condizioni drenate:	0,20	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0,20	Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	1800	Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0,20	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0,20	Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	800	Kg/mc
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:	0,00	

GEOMETRIA MURO 1

MURO A MENSOLA IN CEMENTO ARMATO		
Altezza del paramento:	1,50	m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	30	cm
Scostamento della testa del muro (positivo verso monte):	0	cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	30	cm

GEOMETRIA MURO 1

FONDAZIONE DIRETTA		
Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	30	cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	70	cm
Spessore minimo della mensola a valle:	30	cm
Spessore massimo della mensola a valle:	30	cm
Spessore minimo della mensola a monte:	30	cm
Spessore massimo della mensola a monte:	30	cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0	°
Sviluppo della fondazione:	1,0	m
Spessore del magrone:	0	cm

CARICHI MURO 1

SOVRACCARICHI SUL TERRAPIENO		
CONDIZIONE n.	1	----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	1,25	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0,00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0,00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0,00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0,00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	0,00	m
Carico concentrato puntiforme:	0,00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1,00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0,00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0,00	t/mq

COMBINAZIONI MURO 1

Cond. Num.	Descrizione Condizione
1	PERMANENTE

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.U. A1											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,50										0,00
2	1,00										1,00

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. RARA											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00										

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. FREQ.											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00										

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. PERM.											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00										

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	2528	2080	0,73	1,12	0	2035	0,00	0,82	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,449	0,449	0,00
2	2296	2042	0,75	1,09	128	1398	1,02	0,82	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,351	0,583	0,00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	178	0	0,10	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	2,198	2,20	
2	157	0	0,10	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	2,207	1,94	

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	1824	1493	0,72	1,12	0	1523	0,00	0,83	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,449	0,449	0,00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	178	0	0,10	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	2,198	2,20	

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Freq.

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	1824	1493	0,72	1,12	0	1523	0,00	0,83	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,449	0,449	0,00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Freq.

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	178	0	0,10	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	2,198	2,20	

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	1824	1493	0,72	1,12	0	1523	0,00	0,83	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,449	0,449	0,00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	178	0	0,10	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	2,198	2,20	

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: SLD

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif

Ing. Chiara Cancellieri

SOFTWARE: C.D.W. - Computer Design of Walls - Rel.2018 - Lic. Nro: 35394

n.	Kg/m	Kg/m	m	m	Kg/m	Kg/m	m	m	Kg/m	Kg/m	m	m	Kg	Kg	m	m			
2	2052	1751	0,74	1,11	70	1464	1,05	0,82	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,407	0,513	0,00

VERIFICHE STABILITA' MURO 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	2	EQU
Momento forze ribaltanti complessivo:	2748	Kgm/m
Momento stabilizzante forze peso e carichi:	4686	Kgm/m
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:	0	Kgm/m
Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:	1,70	-----

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

VERIFICHE STABILITA' MURO 1

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	2	A1
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	2624	Kg/m
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:	2823	Kg/m
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:	0	Kg/m
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:	1,08	-----

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	673	-2	-180
		2	30	90,0	130	-147	-1234
		3	60	90,0	-412	-522	-1708
		4	70	90,0	-593	-668	-1762
1	MENS.FOND.VALLE	1	0	-90,0	178	9	0
		2	30	-90,0	720	-190	-1811
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	225	32	228
		3	60	0,0	450	144	527
		4	90	0,0	675	356	898
		5	120	0,0	900	690	1341
		6	150	0,0	1125	1167	1856

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
2	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	614	-2	-165
		2	30	90,0	66	-178	-1473
		3	60	90,0	-481	-652	-2135
		4	70	90,0	-664	-840	-2196
2	MENS.FOND.VALLE	1	0	-90,0	157	8	0
		2	30	-90,0	705	-204	-1894
2	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	214	32	229
		3	60	0,0	428	145	533
		4	90	0,0	643	360	913
		5	120	0,0	857	700	1368
		6	150	0,0	1071	1188	1899

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	495	-2	-133
		2	30	90,0	115	-108	-904
		3	60	90,0	-265	-398	-1345

Ing. Chiara Cancellieri

SOFTWARE: C.D.W. - Computer Design of Walls - Rel.2018 - Lic. Nro: 35394

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	MENS.FOND.VALLE	4	70	90,0	-391	-517	-1422
		1	0	-90,0	178	9	0
		2	30	-90,0	558	-152	-1409
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	225	22	155
		3	60	0,0	450	99	366
		4	90	0,0	675	247	632
		5	120	0,0	900	483	953
		6	150	0,0	1125	824	1329

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Freq.

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	495	-2	-133
		2	30	90,0	115	-108	-904
		3	60	90,0	-265	-398	-1345
		4	70	90,0	-391	-517	-1422
1	MENS.FOND.VALLE	1	0	-90,0	178	9	0
		2	30	-90,0	558	-152	-1409
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	225	22	155
		3	60	0,0	450	99	366
		4	90	0,0	675	247	632
		5	120	0,0	900	483	953
		6	150	0,0	1125	824	1329

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	495	-2	-133
		2	30	90,0	115	-108	-904
		3	60	90,0	-265	-398	-1345
		4	70	90,0	-391	-517	-1422
1	MENS.FOND.VALLE	1	0	-90,0	178	9	0
		2	30	-90,0	558	-152	-1409
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	225	22	155
		3	60	0,0	450	99	366
		4	90	0,0	675	247	632
		5	120	0,0	900	483	953
		6	150	0,0	1125	824	1329

VERIFICHE MURO 1
VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	1	0	30	100	45	180	0	1	0	0	0,0	0,0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	OK
2	1	30	30	100	45	150	0	2	214	32	3,9	4,6	0	0	214	4663	2	229	11847	0	0	OK
3	1	60	30	100	45	120	0	2	428	145	3,9	4,6	0	0	428	4691	2	533	11847	0	0	OK
4	1	90	30	100	45	90	0	2	643	360	3,9	4,6	0	0	643	4719	2	913	11847	0	0	OK
5	1	120	30	100	45	60	0	2	857	700	3,9	4,6	0	0	857	4747	2	1368	11847	0	0	OK
6	1	150	30	100	45	30	0	2	1071	1188	3,9	4,6	0	0	1071	4774	2	1899	11847	0	0	OK

VERIFICHE MURO 1
VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	4	0	30	100	0	15	-90	1	178	9	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	OK
2	4	30	30	100	30	15	-90	2	705	-204	4,5	4,5	0	0	705	3645	2	-1894	45179	0	0	OK

VERIFICHE MURO 1
VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	5	0	30	100	130	15	90	1	673	-2	0,0	0,0	0	0	0	0	1	-180	0	0	0	OK
2	5	30	30	100	100	15	90	2	66	-178	4,5	4,5	0	0	66	4549	2	-1473	11818	0	0	OK

Ing. Chiara Cancellieri

SOFTWARE: C.D.W. - Computer Design of Walls - Rel.2018 - Lic. Nro: 35394

VERIFICHE MURO 1

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdm Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
3	5	60	30	100	70	15	90	2	-481	-652	4,5	4,5	0	0	-481	4478	2	-2135	11818	0		OK
4	5	70	30	100	60	15	90	2	-664	-840	4,5	4,5	0	0	-664	4455	2	-2196	11818	0		OK

VERIFICHE MURO 1

FESSURAZIONE MURI

Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb fes	Sez. fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
1	5	Freq	1	4	-391	-517	29	0,12	0,40	OK
		Perm	1	4	-391	-517	29	0,12	0,30	OK
1	4	Freq	1	2	558	-152	29	0,02	0,40	OK
		Perm	1	2	558	-152	29	0,02	0,30	OK
1	1	Freq	1	6	1125	824	24	0,11	0,40	OK
		Perm	1	6	1125	824	24	0,11	0,30	OK

VERIFICHE MURO 1

TENSIONI DI ESERCIZIO MURI

Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb oc	Sez. oc	N oc Kg	M oc Kgm	oc Kg/cmq	oc max Kg/cmq	Cmb of	Sez. of	N of Kg	M of Kgm	of Kg/cmq	of max Kg/cmq	Verifica
1	5	rara	1	4	-391	-517	9,7	150,0	1	4	-391	-517	502	3600	OK
		perm	1	4	-391	-517	9,7	112,0							OK
1	4	rara	1	2	558	-152	2,7	150,0	1	2	558	-152	74	3600	OK
		perm	1	2	558	-152	2,7	112,0							OK
1	1	rara	1	6	1125	824	15,7	150,0	1	6	1125	824	584	3600	OK
		perm	1	6	1125	824	15,7	112,0							OK

VERIFICA PORTANZA MURO 1

VERIFICHE PORTANZA FONDAZIONE

Numero dello strato corrispondente alla fondazione:	2	---
Combinazione di carico piu' gravosa:	1	A1
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:	6,21	t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:	2,35	t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:	-0,12	m
Larghezza della fondazione:	1,30	m
Lunghezza della fondazione:	1,00	m
Valore efficace della larghezza:	1,06	m
Peso specifico omogeneizzato del terreno:	1800	Kg/mc
Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle :	0,54	t/mq

VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

Fattori di capacita' portante: Ng =	6,4850	Nq =	7,8211	Nc =	16,8829
Fattori di forma: Sg =	1,2338	Sq =	1,2338	Sc =	1,4676
Fattori di profondita: Dg =	1,0000	Dq =	1,1034	Dc =	1,1185
Fattori inclinazione carico: Ig =	0,4644	Iq =	0,6323	Ic =	0,5784
Fattori inclinazione base: Bg =	1,0000	Bq =	1,0000	Bc =	1,0000
Fattori incl. piano campagna: Gg =	1,0000	Gq =	1,0000	Gc =	1,0000
Pressione media limite:				39,09	t/mq
Sforzo normale limite:				29,70	t/m
Coefficiente di sicurezza: (Sf.Norm.Lim/Scar.Compl.Ortog.)				4,78	---

VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE

Fattore di capacita' portante: Nco =	5,1416	Nqo =	1,0000	
Fattore di forma: Sco =	1,2127	Sqo =	1,0000	
Fattore di profondita: Dco =	1,1128	Dqo =	1,0000	
Fattore inclinazione carico: Ico =	0,6810	Iqo =	1,0000	
Fattore inclinazione base: Bco =	1,0000	Bqo =	1,0000	
Fattore incl. piano campagna: Gco =	1,0000	Gqo =	1,0000	
Pressione media limite in condizioni non drenate:			9,99	t/mq
Sforzo normale limite in condizioni non drenate:			7,59	t/m
Coefficiente di sicurezza in condizioni non drenate:			1,22	

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

Ing. Chiara Cancellieri

SOFTWARE: C.D.W. - Computer Design of Walls - Rel.2018 - Lic. Nro: 35394

