



CONSORZIO DI BONIFICA CENTRO

Bacino Saline - Pescara - Alento - Foro
CHIETI



Oggetto:

**INTERVENTI PER L'AMMODERNAMENTO DELLE CONDOTTE
ADDUTTRICI DELL' IMPIANTO IRRIGUO TAVO - SALINE**

- PRIMO LOTTO -

PROGETTO ESECUTIVO

Elaborato:

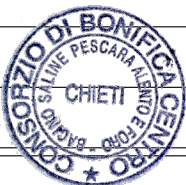
**RELAZIONE IDRAULICA E VERIFICA STABILITA' 2°
ATTRAVERSAMENTO FIUME TAVO E GABBIONATE
PROTEZIONE SPONDALE**

Numero Elab.

A.23.00

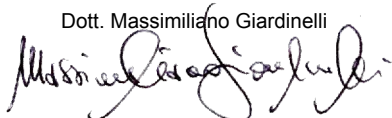
Scala -:-:-

DATA **23 GIU. 2017**

REV.	DATA	DESCRIZIONE
	28 GEN. 2021	

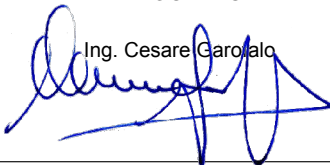
IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Massimiliano Giardinelli



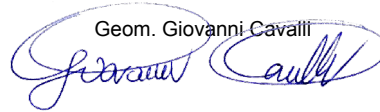
IL PROGETTISTA

Ing. Cesare Garofalo



IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA

Geom. Giovanni Cavalli



Visti e/o pareri

CONSORZIO DI BONIFICA CENTRO – CHIETI
INTERVENTI PER L'AMMODERNAMENTO DELLE CONDOTTE ADDUTTRICI
DELL'IMPIANTO IRRIGUO TAVO – SALINE
– PRIMO LOTTO –

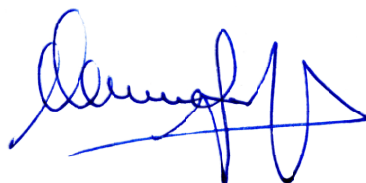
**RELAZIONE VERIFICA SEZIONE IDRAULICA, GABBIONATE E
BRIGLIA SECONDO ATTRAVERSAMENTO**

TOTALE PAGINE DOCUMENTO:

74

IL PROGETTISTA:

DATA Chieti, li Agosto 2017



INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA E RIFERIMENTI	4
2.1	Riferimenti bibliografici	4
3	VERIFICA IDRAULICA SECONDO ATTRAVERSAMENTO - BRIGLIA DI GABBIONI.....	5
3.1	Caratteristiche del bacino idrografico	5
3.2	Verifica idraulica	7
4	VERIFICA BRIGLIA DI GABBIONI	11
4.1	Verifiche di stabilità.....	11
4.2	Verifica al sifonamento	11
5	VERIFICA GABBIONATA SPONDALE	13
6	ALLEGATO 1_TABULATI DI CALCOLO BRIGLIA	14
7	ALLEGATO 2_TABULATI DI CALCOLO GABBIONATA	34

1 **PREMESSA**

Nella seguente relazione si riporta la verifica idraulica della sezione corrispondente al 2° attraversamento del Fiume Tavo dove sarà realizzata una briglia in gabbioni. Saranno inoltre eseguite le verifiche della suddetta briglia e delle gabbionate per la protezione spondale in progetto.

Per le verifiche in oggetto si è fatto riferimento alla "Relazione geologica e relazione geotecnica" Allegato A.15.00.

Su questa base è stata individuata la stratigrafia nel sito in questione e sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici per le verifiche effettuate:

- 1° strato Sabbioso Ghiaioso fino a 3,20m dal p.c. con $\gamma=1880\text{kg/m}^3$ e $\varphi'=32^\circ$
- 2° strato Argilloso Siltoso sotto i 3,20m dal p.c. con $\gamma=2050\text{kg/m}^3$, $\varphi'=29^\circ$, $C_u=1,75\text{kg/cm}^2$ e $c'=0,25\text{ kg/cm}^2$

2 *NORMATIVA E RIFERIMENTI*

La progettazione strutturale e geotecnica sarà eseguita in accordo alle seguenti normative ed utilizzando, in modo omogeneo nell'ambito di ciascuna opera, il metodo di calcolo detto "agli stati limite":

- D.M. 04/02/2008: "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Eurocodice 5 / UNI EN 1995-1-1 "Progettazione delle strutture in legno.
- CNR – DT 207/2007
- Circolare Min. LL.PP. 02.02.2009 n.617 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- CNR 10016/2000 - Strutture composte di acciaio e calcestruzzo – Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.
- D.M. 03 dicembre 1987 - Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- Circ. Min. LL.PP. 16 marzo 1989 n° 31104 - Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- D.M. 09.01.96 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Eurocodice 2 / UNI ENV 1992-1-1 "Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici", come previsto dal D.A.N. (Documento di Applicazione Nazionale) riportato nel D.M. 09.01.96.

2.1 *Riferimenti bibliografici*

- Lancellotta R. (1993), Geotecnica- Ed. Zanichelli;
- Pozzati P. (1980), Teoria e tecnica delle strutture, Volume primo – Ed. UTET;
- Bowles (1998), Fondazioni – Ed. Mc-Graw-Hill;
- Bustamate M. e Doix B.(1985), Une Méthode pour la calcul des Tirants et des Micropieux injectés ;
- Colombo P. (1974), Elementi di geotecnica- Ed. Zanichelli.

3 VERIFICA IDRAULICA SECONDO ATTRAVERSAMENTO - BRIGLIA DI GABBIONI

3.1 Caratteristiche del bacino idrografico

Il Bacino del Fiume Fino-Tavo-Saline costituisce un bacino regionale, essendo interamente compreso all'interno del territorio della Regione Abruzzo. L'Autorità dei Bacini Regionali Abruzzesi, a cui appartiene il bacino in esame, è stata istituita con la Legge Regionale della Regione Abruzzo n. 81 del 16/09/1998.

Il corso d'acqua Fino-Tavo-Saline costituisce un corso d'acqua significativo di primo ordine.

A seguire si riporta la caratterizzazione amministrativa e fisiografica del bacino idrografico del Fiume Fino-Tavo-Saline sulla base della suddivisione dello stesso nelle sezioni Fiume Fino, Fiume Tavo e Fiume Saline.

Caratteristiche del bacino idrografico principale			
Nome bacino	Area totale (Km ²) ¹	Sezione	Area (Km ²)
Fiume Fino-Tavo-Saline	619	Fiume Fino	278,92
		Fiume Tavo	304,06
		Fiume Saline	36,06

Nella tabella seguente vengono riportati i caratteri amministrativi del bacino in esame:

Nome bacino	Province	Numero Comuni	Area del bacino ricadente nella Provincia (Km ²)	% Area totale del bacino ricadente nella Provincia
Fiume Fino-Tavo-Saline	Teramo	12	158,81	25
	L'Aquila	9	111,65	18
	Pescara	17	356,61	57

In particolare il bacino idrografico del Fiume Tavo comprende i seguenti Comuni:

Sezione	Comune	Provincia	Estensione sulla sezione del bacino (Km ²)	ATO di appartenenza
Fiume Tavo	Arsita	TE	1,33	2
	Barisciano	AQ	1,28	1
	Calascio	AQ	11,74	1
	Cappelle Sul Tavo	PE	1,94	2
	Carapelle Calvisio	AQ	3,36	1
	Carpineto Della Nora	PE	2,54	2
	Castel Del Monte	AQ	34,33	1
	Castelli	TE	0,06	3
	Castelvecchio Calvisio	AQ	2,35	1
	Citta' Sant'Angelo	PE	0,01	2
	Civitella Casanova	PE	9,07	2
	Collecervino	PE	28,84	2
	Farindola	PE	38,06	2
	Isola Del Gran Sasso D'Italia	TE	0,13	3
	L'Aquila	AQ	29,54	1
	Loreto Aprutino	PE	49,42	2
	Montebello Di Bertona	PE	21,38	2
	Moscufo	PE	6,71	2
	Ofena	AQ	10,55	1
	Penne	PE	34,74	2
	Pianella	PE	2,94	2
	Picciano	PE	0,27	2
	Pietracamela	TE	0,03	3
	Santo Stefano Di Sessanio	AQ	13,05	1
	Spoltore	PE	0,07	2
	Villa Celiera	PE	2,89	2
	Villa Santa Lucia Degli Abruzzi	AQ	5,43	1

3.2 Verifica idraulica

Sono stati acquisiti i dati di massima portata prevedibile nella sezione di interesse desunti dagli elaborati del PSDA.

Per la verifica si è scelto di utilizzare la portata relativa ad un tempo di ritorno pari a 200 anni.

Stazione idrometrica				Portata massima [m ³ /s] per diversi tempi di ritorno				
Codice	Corso d'acqua	Comune	Quota [m s.m.m.]	20 anni	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni
SG10	Sangro	Paglieta	15	957	1284	1531	1782	2106
SI01	Sinello	Carpineto Sinello	215	285	382	450	520	617
SI02	Sinello	Monteodorisio	79	378	495	582	677	800
SI03	Sinello	Vasto	4	490	642	754	877	1038
SLO1	Saline	Città S. Angelo	17	709	935	1096	1270	1498
ST01	Sagittario	Pratola Peligna	315	50	67	79	92	109
TA01	Tavo	Loreto Aprutino	179	210	282	336	391	462
TR01	Tordino	Teramo	222	216	289	345	401	474
TR02	Tordino	Castellalto	86	395	531	633	737	871
TR03	Tordino	Roseto degli Abruzzi	3	453	609	726	844	998
VI01	Vibrata	S. Egidio alla Vibrata	230	48	64	76	89	105
VI02	Vibrata	Sant'Omero	85	95	123	145	166	194
VI03	Vibrata	Alba Adriatica	4	171	225	266	307	360
VM01	Vomano	Montorio al Vomano	250	348	468	558	649	767
VM03	Vomano	Castellalto	83	90	120	144	167	198
VM04	Vomano	Roseto degli Abruzzi	14	842	1130	1347	1568	1853

Figura 1: Dati di massima portata prevedibile

E' stato inoltre eseguito il rilievo topografico per ottenere il profilo del terreno nella sezione di interesse. Di seguito si riporta la sezione di progetto:

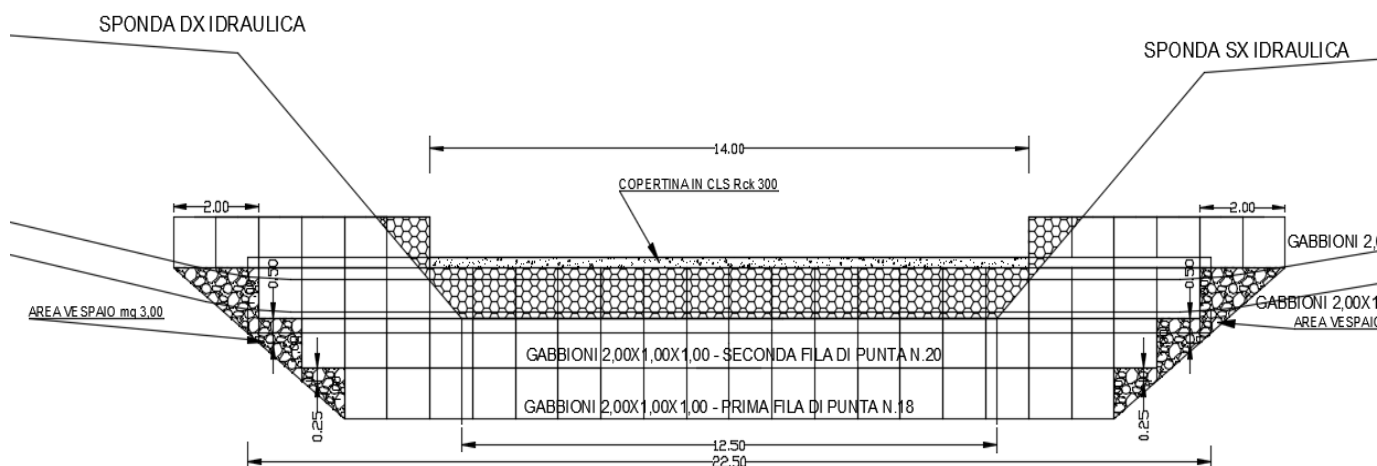


Figura 2: Briglia di gabbioni di progetto

Ciò premesso, nella presente verifica idraulica è stato fatto riferimento alle condizioni di moto uniforme, cioè di moto permanente con portata costante in ogni sezione, in alveo prismatico declive nel senso del moto e a pendenza costante, con pelo libero parallelo al fondo. Si utilizzano quindi le formule di corrente uniforme di Chezy:

$$V = \chi \cdot \sqrt{R \cdot J}$$

$$Q = A \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot i_f}$$

Dove: A = area sezione bagnata (m²)

χ = coefficiente di scabrezza

R = A/B raggio idraulico della sezione (m)

B = contorno bagnato (m)

i_f = pendenza del fondo alveo

J = cadente piezometrica (nei canali J = tang dell'angolo del profilo liquido)

Il valore del coefficiente di scabrezza può essere espresso in funzione del coefficiente di Manning n nella forma:

$$\chi = n^{-1} \cdot R^{1/6}$$

Nel caso in esame sono stati assegnati i seguenti valori del coefficiente di Manning in base alla tipologia di materiale sul quale scorre o può potenzialmente scorrere l'acqua:

Terra abbastanza regolare con depositi di limo sul fondo, $n=0,025$,

Briglia in gabbioni, $n=0,015$.

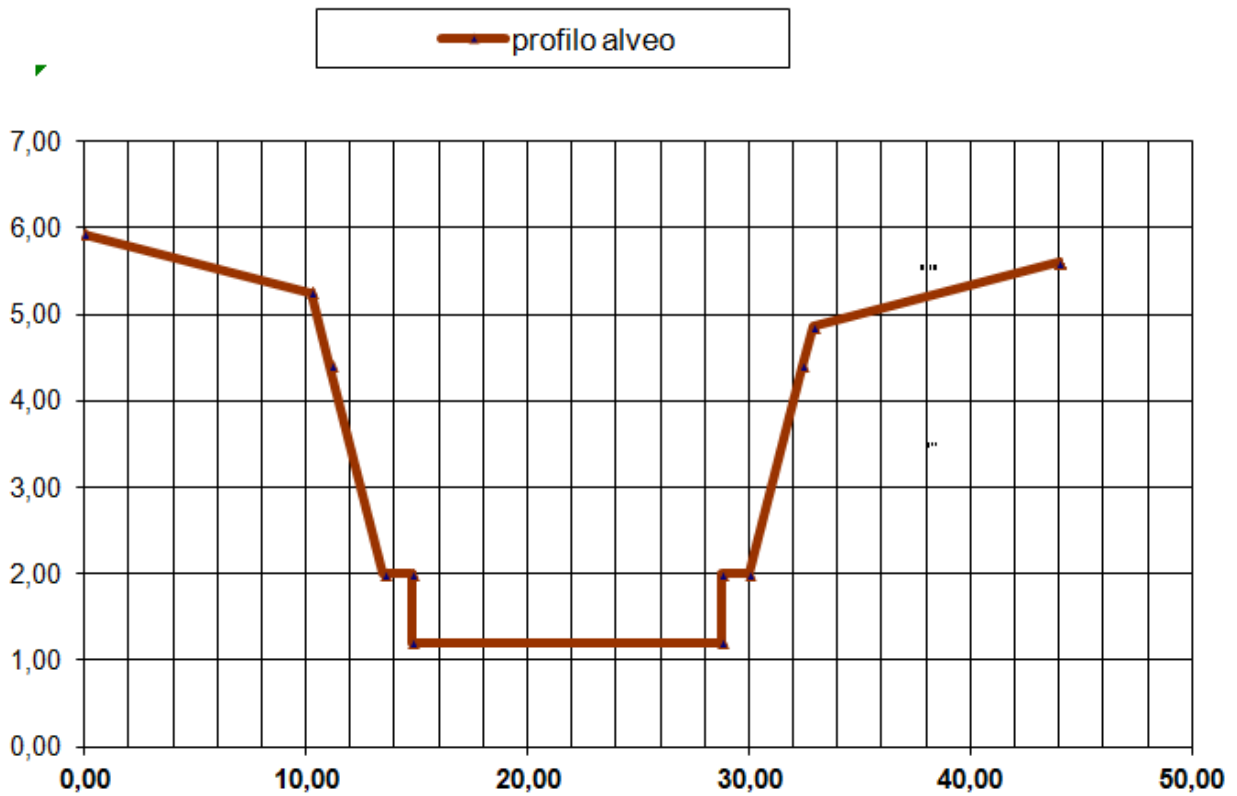
A seguito del rilievo topografico e della ricostruzione della sezione longitudinale è stata determinata la pendenza media dell'alveo pari a 1,0%.

Con l'ausilio del programma di calcolo si è proceduto alla verifica della sezione in esame per la portata relativa a 200 anni e cioè 391 m³/s.

E' stata innanzitutto schematizzata la sezione del terreno con la briglia in progetto. E' stato quindi inserito il coefficiente di Manning relativo ad ogni tratto. La sintesi dei dati inseriti è riportata di seguito:

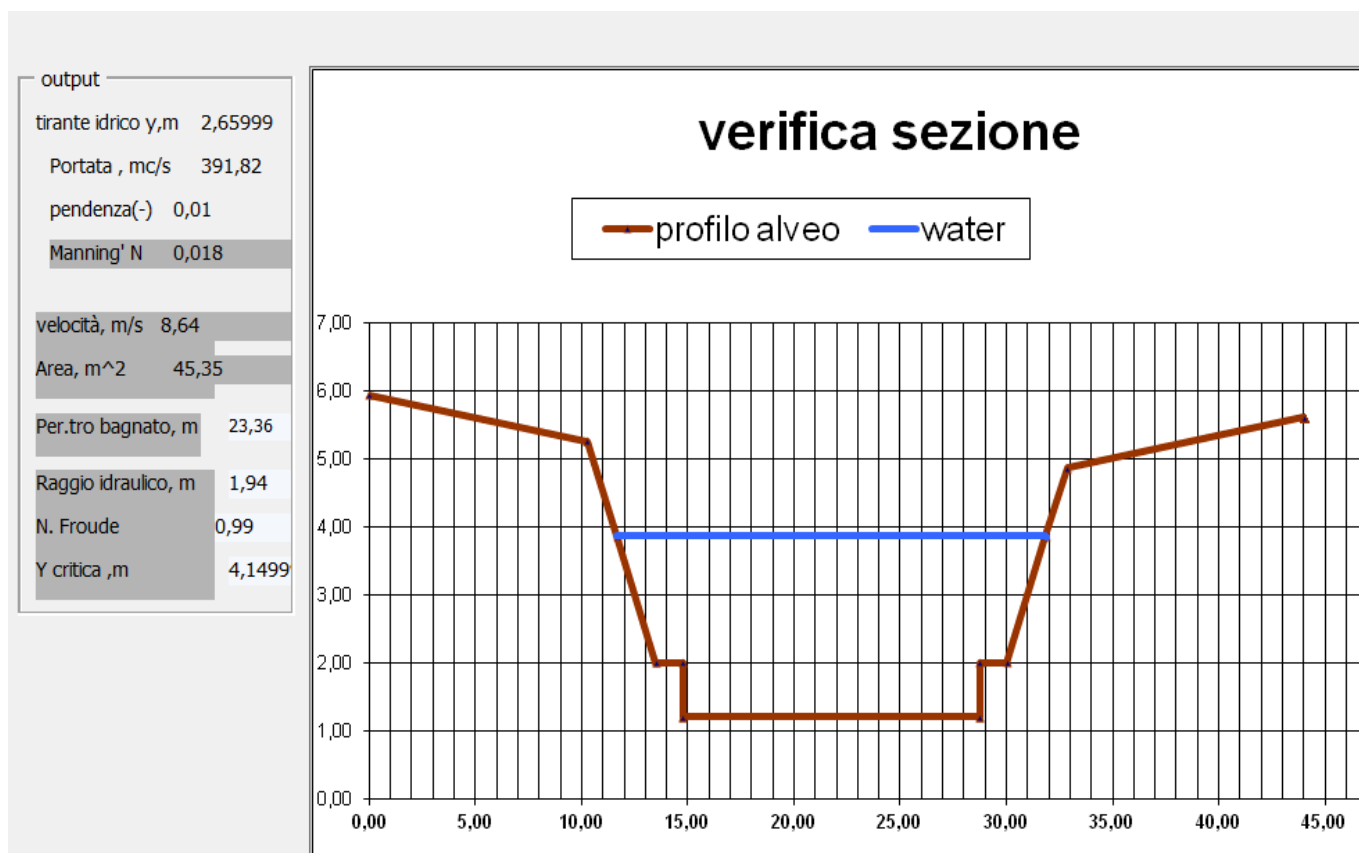
geometria

n. p.	PROG.	QUOTE	TRAT	Coeff. Manning.
1,00	0,00	5,93		
2,00	10,25	5,25	1°	0,025
3,00	13,50	2,00	2°	0,025
4,00	14,75	2,00	3°	0,015
5,00	14,75	1,20	4°	0,015
6,00	28,75	1,20	5°	0,015
7,00	28,75	2,00	6°	0,015
8,00	30,00	2,00	7°	0,015
9,00	32,86	4,86	8°	0,025
10,00	44,00	5,60	9°	0,025



Si è proceduto quindi nell'inserimento dei dati di portata e di pendenza dell'alveo.

Per una portata pari a 391 mc/sec, per un tempo di ritorno di 200 anni, ed una pendenza media dell'alveo pari all'1% si è ottenuto:



Tirante idrico h(m) =	2,66
Quota assoluta superficie libera Yw (m) =	3,86
Pendenza alveo i (-) =	0,01
Coeff. medio di scabrezza- Manning n (s/m ^{1/3}) =	0,018
Portata Q(mc/s)=	391,82
Velocità v (m/s) =	8,64
Area sezione idrica A (mq) =	45,35
Perimetro bagnato B(m)=	23,36
Raggio idraulico R(m)=	1,94
Energia specifica E (m)=	6,46
Y crit (m)=	4,15
V crit (m/s)=	4,94
icrit (-) =	0,00271

Si può notare come anche nel caso più sfavorevole, cioè per un tempo di ritorno pari a 200 anni, la sezione risulti verificata. In tale condizione, considerando il punto della sponda esistente con quota minore (4,86m dal fondo dell'alveo) e la quota dell'acqua per un tempo di ritorno pari a 200 anni (3,86m dal fondo dell'alveo), è assicurato un franco minimo di 1,00m.

4 VERIFICA BRIGLIA DI GABBIONI

Allo scopo di evitare lo scalzamento al piede della briglia saranno collocati a valle di essa dei materassi in rete metallica dello spessore di 30 cm e scogli di 2^a categoria posti su di essi al fine di attutire la caduta dell'acqua e proteggere i materassi stessi. Si fa inoltre notare che nella zona di monte, oltre alla condotta in c.a. che crea già di per se una sorta di protezione all'erosione, sarà eseguita una colmatatura con materiale di riporto argilloso compattato.

Sarà infine utilizzato il geotessile per ricoprire la facciata verticale di monte della briglia e il piano di posa dei materassi per migliorare ulteriormente la resistenza al sifonamento.

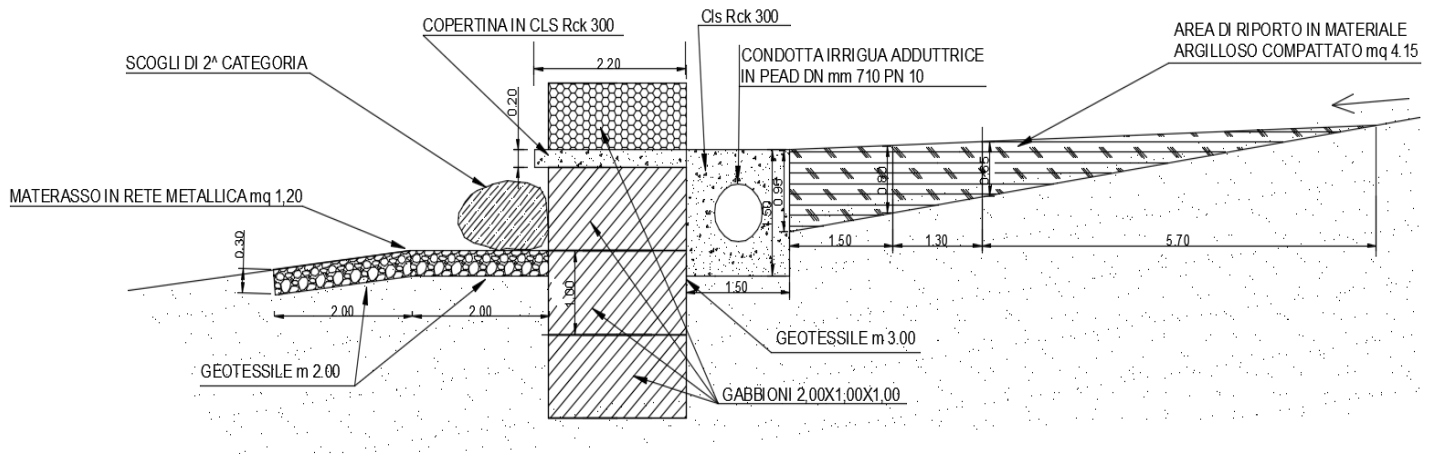


Figura 3: Sezione briglia di progetto

4.1 Verifiche di stabilità

Tramite il programma di calcolo sono state svolte le verifiche relative a scorrimento, ribaltamento, carico limite e stabilità globale. Tutte le verifiche risultano soddisfatte. Si rimanda a "ALLEGATO 1_TABULATI DI CALCOLO BRIGLIA" per i dettagli di calcolo.

4.2 Verifica al sifonamento

Si evidenzia che la fondazione della briglia si andrà ad attestare in uno strato di argilla compatta, per questo l'opera sarà difficilmente sifonabile. Come ulteriore sicurezza si porrà in opera un materiale geotessile nella facciata di monte della briglia e nel piano di posa dei materassi in rete metallica per limitare il trasporto solido.

Si riporta di seguito la verifica al sifonamento della briglia con la formula di Bligh-Lane:

$$L_F > c_w H$$

- L_F = linea di scorrimento lungo la superficie di contatto tra il terreno e la fondazione della briglia
- H = dislivello tra il pelo libero di monte e di valle
- c_w = rapporto critico di trascinamento (funzione del tipo di terreno di fondazione)

$$L_F = \sum y_i + \frac{1}{3} \sum x_i$$

- in cui y_i e x_i rappresentano rispettivamente la generica porzione verticale e orizzontale della linea di scorrimento
- I tratti verticali contribuiscono alla riduzione del rischio di sifonamento in misura maggiore di quelli orizzontali di pari lunghezza

Quindi non considerando, per sicurezza, il primo tratto verticale relativo al terreno di riporto si effettua il calcolo:

$$L_F = 0,5 + 1,5/3 + 1,7 + 2/3 + 1,7 + 4/3 + 0,3 = 6,7\text{m}$$

Nel caso di argilla compatta il valore di c_w è pari a 3.

Il dislivello tra il pelo libero di monte e di valle è stato infine valutato pari a $H=1,7\text{m}$

Si può quindi notare come la **verifica al sifonamento risulti soddisfatta** in quanto $L_F > c_w * H$ poiché $6,7 > 3 * 1,7 = 5,1$.

5 VERIFICA GABBIONATA SPONDALE

Tramite il programma di calcolo sono state svolte le verifiche relative a scorrimento, ribaltamento, carico limite e stabilità globale. Tutte le verifiche risultano soddisfatte. Si rimanda a "ALLEGATO 2_TABULATI DI CALCOLO GABBIONATA" per i dettagli di calcolo. Sarà inoltre riprofilato il terreno a tergo dell'opera rispetto allo stato di fatto, questo oltre a garantire una migliore stabilità dei gabbioni andrà anche a migliorare la sezione idraulica.

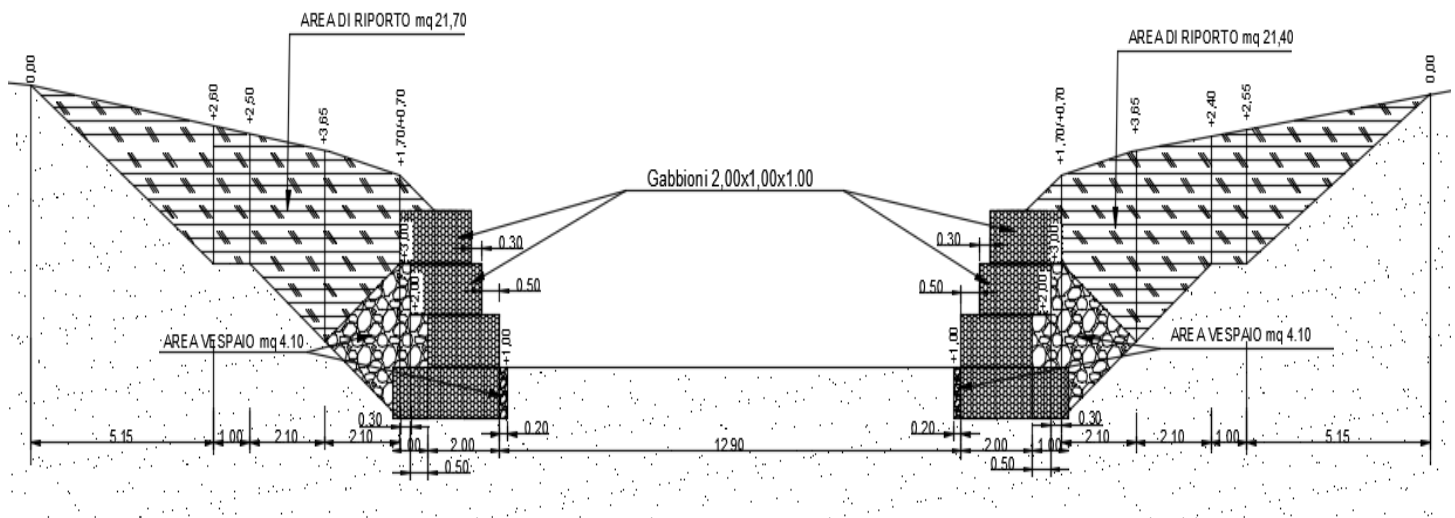


Figura 4: Gabbionata di progetto

6 ALLEGATO 1_TABULATI DI CALCOLO BRIGLIA

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 e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

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 parte pari a

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

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

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

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

Terreno a bassa permeabilità

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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

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

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

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

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

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

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

Verifica a ribaltamento

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

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

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

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

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

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

Verifica a scorrimento

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

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

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

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

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

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

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

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

Verifica al carico limite

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

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

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

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:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

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

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

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

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

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

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

$$d_q = d_y = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{k_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

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:

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

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

$$i_y = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica alla stabilità globale

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

Eseguito 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.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \operatorname{tg} \phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove 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} e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 1

Simbologia adottata

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

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	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:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	γ_c	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

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

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

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

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

Geometria muro e fondazione

Descrizione

Muro a gradoni in pietrame

Descrizione dei gradoni

Simbologia adottata

Nr. numero d'ordine del gradone (a partire dall'alto)

Bs base superiore del gradone espressa in [m]

Bi base inferiore del gradone espressa in [m]

Hg altezza del gradone espressa in [m]

α_e inclinazione esterna del gradone espressa in [°]

α_i inclinazione interna del gradone espressa in [°]

Nr.	Bs	Bi	Hg	α_e	α_i
1	2,00	2,00	1,00	0,00	0,00
2	2,00	2,00	1,00	0,00	0,00

Altezza del paramento fuori terra 1,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle 0,00 [m]

Lunghezza mensola fondazione di monte 0,00 [m]

Lunghezza totale fondazione 2,00 [m]

Inclinazione piano di posa della fondazione 0,00 [°]

Spessore fondazione 1,00 [m]

Spessore magrone 0,10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Pietrame

Peso specifico	1600,0 [kg/mc]
Tensione ammissibile a compressione σ_c	30,0 [kg/cm ²]
Angolo di attrito interno ϕ_p	45,00 [°]
Resistenza a taglio τ_p	0,0 [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	2,50	0,00	0,00
2	5,00	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 1,00 [m]

Falda

Quota della falda a monte del muro rispetto al piano di posa della fondazione 3,00 [m]

Quota della falda a valle del muro rispetto al piano di posa della fondazione 2,00 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

<i>Nr.</i>	Indice del terreno
<i>Descrizione</i>	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 ^q]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cm ^q]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
argilla siltosa	2050	2100	29.00	0.00	0,250	0,250

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 (carico acqua)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=5,00$	$Q_i=700,00$	$Q_f=700,00$
---	---------	------------	------------	--------------	--------------

Impostazioni di analisi

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

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

Influenza della falda a valle sia come peso sia come spinta da valle

Terreno a monte a elevata permeabilità

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]	--	1,15	--	1,59	--
2	A1-M1 - [1]	--	1,90	--	8,18	--
3	A1-M1 - [1]	--	1,18	--	1,84	--
4	A1-M1 - [1]	--	1,89	--	8,07	--
5	A2-M2 - [1]	--	2,50	--	7,26	--
6	EQU - [1]	--	--	1,10	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	6,99
8	A1-M1 - [2]	--	1,91	--	8,25	--
9	A1-M1 - [2]	--	1,19	--	2,01	--
10	A1-M1 - [2]	--	1,92	--	8,36	--
11	A1-M1 - [2]	--	1,22	--	2,26	--
12	A2-M2 - [2]	--	2,53	--	7,40	--
13	EQU - [2]	--	--	1,11	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	4,89
15	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	2,31	--	9,28	--
16	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	2,16	--	8,15	--
17	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,87	--	5,09	--
18	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,76	--	4,51	--
19	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1,26	--	--
20	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1,20	--	--
21	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	5,38
22	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	5,44
23	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	2,33	--	9,46	--

24	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	2,19	--	8,35	--
25	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,89	--	5,19	--
26	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1,77	--	4,62	--
27	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1,21	--	--
28	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1,27	--	--
29	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	4,26
30	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	4,32
31	SLEQ - [1]	--	3,12	--	13,56	--
32	SLEF - [1]	--	3,12	--	13,56	--
33	SLER - [1]	--	3,12	--	13,56	--

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 Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	42.436699
Longitudine	13.983680
Comune	Loreto Aprutino
Provincia	Pescara
Regione	Abruzzo
Punti di interpolazione del reticolo	26092 - 26093 - 25871 - 25870

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II - Normali affollamenti e industrie non pericolose
Vita di riferimento	50 anni

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

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

Il sottoscritto, 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

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.

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.

7 ALLEGATO 2_TABULATI DI CALCOLO GABBIONATA

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 e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

Calcolo della spinta sulla gabbionata

Valori caratteristici e valori di calcolo

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

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

Metodo di Culmann

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

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

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

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

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

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

Spinta in presenza di sisma

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

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

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

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

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

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

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

Terreno a bassa permeabilità

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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

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

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

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

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

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

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

Verifica a ribaltamento

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

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

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

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

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

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

Verifica a scorrimento

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

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

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

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

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

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

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

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

Verifica al carico limite

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

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

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

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:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

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

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

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

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:

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

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

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

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.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove 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} e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 1

Simbologia adottata

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

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

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

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

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

Geometria muro e fondazione

Descrizione

Muro a gradoni in pietrame

Descrizione dei gradoni

Simbologia adottata

Nr. numero d'ordine del gradone (a partire dall'alto)

Bs base superiore del gradone espressa in [m]

Bi base inferiore del gradone espressa in [m]

Hg altezza del gradone espressa in [m]

α_e inclinazione esterna del gradone espressa in [°]

α_i inclinazione interna del gradone espressa in [°]

Nr.	Bs	Bi	Hg	α_e	α_i
1	2,00	2,00	1,00	0,00	0,00
2	2,00	2,00	1,00	0,00	0,00
3	2,00	2,00	1,00	0,00	0,00

Altezza del paramento fuori terra 3,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle 0,00 [m]

Lunghezza mensola fondazione di monte 0,00 [m]

Lunghezza totale fondazione 3,00 [m]

Inclinazione piano di posa della fondazione 0,00 [°]

Spessore fondazione 1,00 [m]

Spessore magrone 0,10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Pietrame

Peso specifico	1600,0 [kg/mc]
Tensione ammissibile a compressione σ_c	30,0 [kg/cm ²]
Angolo di attrito interno ϕ_p	45,00 [°]
Resistenza a taglio τ_p	0,0 [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	0,80	0,50	32,01
2	2,50	0,50	0,00
3	5,00	0,50	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 0,00 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

<i>Nr.</i>	Indice del terreno
<i>Descrizione</i>	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 [°]
<i>c</i>	Coesione espressa in [kg/cm ²]
<i>c_a</i>	Adesione terra-muro espressa in [kg/cm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
sabbia ghiaiosa	1880	2000	32.00	0.00	0,000	0,000
argilla siltosa	2050	2100	29.00	0.00	0,250	0,250

Stratigrafia

Simbologia adottata

<i>N</i>	Indice dello strato
<i>H</i>	Spessore dello strato espresso in [m]
<i>a</i>	Inclinazione espressa in [°]
<i>K_w</i>	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
<i>K_s</i>	Coefficiente di spinta
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato

Nr.	H	a	K_w	K_s	Terreno
1	2,20	0,00	0,00	0,00	sabbia ghiaiosa
2	5,00	0,00	6,83	0,00	argilla siltosa

Impostazioni di analisi

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

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]	--	2,31	--	14,58	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,31	--	13,22	--
3	A1-M1 - [1]	--	2,31	--	14,87	--
4	A1-M1 - [1]	--	2,31	--	13,07	--
5	A2-M2 - [1]	--	1,82	--	7,58	--
6	EQU - [1]	--	--	3,24	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	2,66
8	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	2,22	--	13,71	--
9	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	2,35	--	14,47	--
10	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1,21	--	5,31	--
11	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1,30	--	5,74	--
12	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,78	--	--
13	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2,84	--	--
14	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2,40
15	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2,46
16	SLEQ - [1]	--	3,60	--	18,17	--
17	SLEF - [1]	--	3,60	--	18,17	--
18	SLER - [1]	--	3,60	--	18,17	--

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 Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	42.436699
Longitudine	13.983680
Comune	Loreto Aprutino
Provincia	Pescara
Regione	Abruzzo
Punti di interpolazione del reticolo	26092 - 26093 - 25871 - 25870

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II - Normali affollamenti e industrie non pericolose
Vita di riferimento	50 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.73 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 5.09$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 2.54$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.69 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 1.51$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.76$

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

Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	10,00 [m]
Peso muro	16000,00 [kg]
Baricentro del muro	X=-1,00 Y=-2,20

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 0,50 Y = -4,00
--------------------------------------	--------------------

Punto superiore superficie di spinta	X = 0,50	Y = 0,31
Altezza della superficie di spinta	4,31	[m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00	[°]

COMBINAZIONE n° 1

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	3249,67	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	3249,67	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,71	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	59,44	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2026,88	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,26	[m]	Y = -0,92	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3249,67	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	18026,88	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	18026,88	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3249,67	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,27	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Risultante in fondazione	18317,44	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10,22	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	4883,39	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	262909,78	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,9265	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,2753	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 27.86$	$N_q = 16.44$	$N_\gamma = 13.24$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,79$	$i_q = 0,79$	$i_\gamma = 0,42$
Fattori profondità	$d_c = 1,11$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,06$

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

$N'_c = 24.37$	$N'_q = 13.65$	$N'_\gamma = 5.87$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.31
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	14.58

COMBINAZIONE n° 2

Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	3249,67	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	3249,67	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,71	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	59,44	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2634,94	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,26	[m]	Y = -0,92	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3249,67	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	23434,94	[kg]

Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	23434,94	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3249,67	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,18	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Risultante in fondazione	23659,18	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	7,89	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	4119,64	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	309727,02	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	1,0558	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,5065	[kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 27.86$	$N_q = 16.44$	$N_\gamma = 13.24$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,83$	$i_q = 0,83$	$i_\gamma = 0,53$
Fattori profondità	$d_c = 1,11$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,06$

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

$N'_c = 25.81$	$N'_q = 14.46$	$N'_\gamma = 7.41$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.31
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	13.22

COMBINAZIONE n° 3

Peso muro favorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	3249,67	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	3249,67	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,71	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	59,44	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2634,94	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,26	[m]	Y = -0,92	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3249,67	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	18634,94	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	18634,94	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3249,67	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,22	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Risultante in fondazione	18916,16	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	9,89	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	4119,64	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	277053,40	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,8958	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,3465	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 27.86$	$N_q = 16.44$	$N_\gamma = 13.24$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$

Fattori inclinazione	$i_c = 0,79$	$i_q = 0,79$	$i_\gamma = 0,43$
Fattori profondità	$d_c = 1,11$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,06$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 24.57$	$N'_q = 13.76$	$N'_\gamma = 6.07$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.31
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	14.87

COMBINAZIONE n° 4

Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	3249,67	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	3249,67	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,71	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	59,44	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2026,88	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,26	[m]	Y = -0,92	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3249,67	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	22826,88	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	22826,88	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3249,67	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,21	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Risultante in fondazione	23057,03	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	8,10	[°]

Momento rispetto al baricentro della fondazione	4883,39	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	298436,39	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	1,0865	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,4353	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 27.86$	$N_q = 16.44$	$N_\gamma = 13.24$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,83$	$i_q = 0,83$	$i_\gamma = 0,52$
Fattori profondità	$d_c = 1,11$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,06$

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

$N'_c = 25.68$	$N'_q = 14.39$	$N'_\gamma = 7.26$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.31
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	13.07

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	3291,76	[kg]	
Componente orizzontale della spinta statica	3291,76	[kg]	
Componente verticale della spinta statica	0,00	[kg]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,80 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,83	[°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2026,88	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,26	[m]	Y = -0,92	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3291,76	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	18026,88	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	18026,88	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3291,76	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,26	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Risultante in fondazione	18324,95	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10,35	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	4684,55	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	136677,70	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,9132	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,2886	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 19.21$	$N_q = 9.52$	$N_\gamma = 5.63$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,78$	$i_q = 0,78$	$i_\gamma = 0,32$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$

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

$N'_c = 16.59$	$N'_q = 7.84$	$N'_\gamma = 1.91$
----------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.82
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	7.58

COMBINAZIONE n° 6

Valore della spinta statica	3985,49	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	3985,49	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,94	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,83	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1824,19	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,26	[m]	Y = -0,92	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3985,49	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	16224,19	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	8211,41	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	26627,53	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	16224,19	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3985,49	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,36	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Risultante in fondazione	16706,54	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,80	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	5920,16	[kgm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.24
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 7

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 Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36
Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,42 Y[m]= 1,06
Raggio del cerchio R[m]= 5,41
Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5,00
Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3,98
Larghezza della striscia dx[m]= 0,36
Coefficiente di sicurezza C= 2.66

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	482,24	75.89	467,68	1,47	26.56	0,00	0,00
2	1213,84	64.07	1091,67	0,82	26.56	0,00	0,00
3	1644,94	56.29	1368,40	0,65	26.53	0,00	0,00
4	1984,06	49.91	1517,91	0,56	23.91	0,20	0,00

5	2270,11	44.30	1585,50	0,50	23.91	0,20	0,00
6	2506,89	39.19	1584,08	0,46	23.91	0,20	0,00
7	2705,28	34.43	1529,58	0,44	23.91	0,20	0,00
8	2872,01	29.93	1432,99	0,41	23.91	0,20	0,00
9	3009,71	25.63	1301,75	0,40	23.91	0,20	0,00
10	2947,42	21.47	1079,03	0,39	23.91	0,20	0,00
11	2713,73	17.44	813,25	0,38	23.91	0,20	0,00
12	2456,94	13.49	573,14	0,37	23.91	0,20	0,00
13	2489,58	9.61	415,43	0,36	23.91	0,20	0,00
14	2523,89	5.77	253,57	0,36	23.91	0,20	0,00
15	2541,05	1.95	86,57	0,36	23.91	0,20	0,00
16	2541,27	-1.85	-82,16	0,36	23.91	0,20	0,00
17	2114,80	-5.67	-208,80	0,36	23.91	0,20	0,00
18	1348,62	-9.50	-222,70	0,36	23.91	0,20	0,00
19	897,18	-13.39	-207,73	0,37	23.91	0,20	0,00
20	810,78	-17.33	-241,57	0,38	23.91	0,20	0,00
21	717,80	-21.37	-261,54	0,39	23.91	0,20	0,00
22	602,98	-25.52	-259,75	0,40	23.91	0,20	0,00
23	464,12	-29.82	-230,77	0,41	23.91	0,20	0,00
24	298,16	-34.31	-168,06	0,43	23.91	0,20	0,00
25	100,67	-39.06	-63,44	0,46	23.91	0,20	0,00

$\Sigma W_i = 44258,07$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 13154,04$ [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 17216,97$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 17836,37$ [kg]

COMBINAZIONE n° 8

Valore della spinta statica 2082,34 [kg]

Componente orizzontale della spinta statica 2082,34 [kg]

Componente verticale della spinta statica	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,33	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	59,44	[°]		
Incremento sismico della spinta	372,80	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,33	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	57,88	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2026,88	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,26	[m]	Y = -0,92	[m]
Inerzia del muro	814,02	[kg]		
Inerzia verticale del muro	407,01	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	103,12	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	51,56	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3372,27	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	18485,44	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	18485,44	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3372,27	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,31	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]		
Risultante in fondazione	18790,52	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10,34	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	5722,57	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	253454,80	[kg]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,9977	[kg/cm ²]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,2347	[kg/cm ²]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 27.86$	$N_q = 16.44$	$N_\gamma = 13.24$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,78$	$i_q = 0,78$	$i_\gamma = 0,41$
Fattori profondità	$d_c = 1,11$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,06$

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

$N'_c = 24.30$	$N'_q = 13.61$	$N'_\gamma = 5.79$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.22
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	13.71

COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	2082,34	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	2082,34	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,33	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	59,44	[°]		
Incremento sismico della spinta	198,67	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,33	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	57,81	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2026,88	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,26	[m]	Y = -0,92	[m]
Inerzia del muro	814,02	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-407,01	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	103,12	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-51,56	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3198,15	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	17568,31	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	17568,31	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3198,15	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,31	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Risultante in fondazione	17857,03	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	10,32	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	5387,52	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	254286,80	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,9448	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,2264	[kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 27.86$	$N_q = 16.44$	$N_\gamma = 13.24$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,78$	$i_q = 0,78$	$i_\gamma = 0,42$
Fattori profondità	$d_c = 1,11$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,06$

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

$N'_c = 24.31$	$N'_q = 13.62$	$N'_\gamma = 5.80$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.35
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	14.47

COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	3291,76	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	3291,76	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,80	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,83	[°]		
Incremento sismico della spinta	754,93	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,80	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	55,08	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2026,88	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,26	[m]	Y = -0,92	[m]
Inerzia del muro	814,02	[kg]		
Inerzia verticale del muro	407,01	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	103,12	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	51,56	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	4963,83	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	18485,44	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	18485,44	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	4963,83	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,44	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]		
Risultante in fondazione	19140,30	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,03	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	8060,84	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	98176,75	[kg]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]		
-------------------------------	------	-----	--	--

Tensione terreno allo spigolo di valle	1,1536	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,0788	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 19.21$	$N_q = 9.52$	$N_\gamma = 5.63$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,69$	$i_q = 0,69$	$i_\gamma = 0,14$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$

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

$N'_c = 14.70$	$N'_q = 6.94$	$N'_\gamma = 0.82$
----------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.21
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	5.31

COMBINAZIONE n° 11

Valore della spinta statica	3291,76	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	3291,76	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,80	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,83	[°]		
Incremento sismico della spinta	393,46	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,80	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	55,02	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2026,88	[kg]		

Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,26	[m]	Y = -0,92	[m]
Inerzia del muro	814,02	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-407,01	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	103,12	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-51,56	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	4602,36	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	17568,31	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	17568,31	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	4602,36	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,42	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Risultante in fondazione	18161,14	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,68	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	7396,39	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	100886,77	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	1,0787	[kg/cm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,0925	[kg/cm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 19.21$	$N_q = 9.52$	$N_\gamma = 5.63$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,70$	$i_q = 0,70$	$i_\gamma = 0,15$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$

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

$N'_c = 14.83$	$N'_q = 7.01$	$N'_\gamma = 0.88$
----------------	---------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.30
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	5.74

COMBINAZIONE n° 12

Valore della spinta statica	3291,76	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	3291,76	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,80	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,83	[°]		

Incremento sismico della spinta	393,46	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,80	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	55,02	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2026,88	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,26	[m]	Y = -0,92	[m]
Inerzia del muro	814,02	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-407,01	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	103,12	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-51,56	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	4602,36	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	17568,31	[kg]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	10630,08	[kgm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	29586,15	[kgm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	17568,31	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	4602,36	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,42	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]		

Risultante in fondazione	18161,14	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,68	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	7396,39	[kgm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.78
--	------

COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica	3291,76	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	3291,76	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0,00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,80	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	0,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,83	[°]		
Incremento sismico della spinta	754,93	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,50	[m]	Y = -1,80	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	55,08	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2026,88	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,26	[m]	Y = -0,92	[m]
Inerzia del muro	814,02	[kg]		
Inerzia verticale del muro	407,01	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	103,12	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	51,56	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	4963,83	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	18485,44	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	10671,44	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	30338,76	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	18485,44	[kg]

Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	4963,83	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,44	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Risultante in fondazione	19140,30	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,03	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	8060,84	[kgm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.84
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 14

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 Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,77 Y[m]= 1,77

Raggio del cerchio R[m]= 6,20

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5,74

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4,31

Larghezza della striscia dx[m]= 0,40

Coefficiente di sicurezza C= 2.40

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	465,51	71.93	442,56	1,30	26.56	0,00	0,00
2	1219,24	62.22	1078,69	0,86	26.56	0,00	0,00
3	1724,24	54.99	1412,25	0,70	26.56	0,00	0,00
4	2123,30	48.92	1600,60	0,61	24.67	0,14	0,00

5	2469,29	43.53	1700,75	0,55	23.91	0,20	0,00
6	2758,73	38.59	1720,82	0,51	23.91	0,20	0,00
7	3002,45	33.97	1677,85	0,48	23.91	0,20	0,00
8	3208,08	29.60	1584,49	0,46	23.91	0,20	0,00
9	3373,39	25.40	1447,19	0,44	23.91	0,20	0,00
10	3225,95	21.35	1174,61	0,43	23.91	0,20	0,00
11	2939,67	17.41	879,63	0,42	23.91	0,20	0,00
12	2772,72	13.55	649,78	0,41	23.91	0,20	0,00
13	2838,40	9.76	481,03	0,41	23.91	0,20	0,00
14	2882,53	6.00	301,52	0,40	23.91	0,20	0,00
15	2905,63	2.28	115,44	0,40	23.91	0,20	0,00
16	2508,46	-1.44	-63,06	0,40	23.91	0,20	0,00
17	1582,91	-5.16	-142,48	0,40	23.91	0,20	0,00
18	1113,99	-8.91	-172,54	0,41	23.91	0,20	0,00
19	1050,73	-12.69	-230,91	0,41	23.91	0,20	0,00
20	964,27	-16.54	-274,46	0,42	23.91	0,20	0,00
21	853,34	-20.46	-298,26	0,43	23.91	0,20	0,00
22	716,17	-24.48	-296,79	0,44	23.91	0,20	0,00
23	550,35	-28.64	-263,79	0,46	23.91	0,20	0,00
24	352,51	-32.97	-191,85	0,48	23.91	0,20	0,00
25	117,92	-37.53	-71,83	0,51	23.91	0,20	0,00

$$\Sigma W_i = 47719,79 \text{ [kg]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 14261,27 \text{ [kg]}$$

$$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 18698,63 \text{ [kg]}$$

$$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 19473,26 \text{ [kg]}$$

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 15

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 Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro $X[m] = -1,77$ $Y[m] = 1,77$

Raggio del cerchio $R[m] = 6,20$

Ascissa a valle del cerchio $X_i[m] = -5,74$

Ascissa a monte del cerchio $X_s[m] = 4,31$

Larghezza della striscia $dx[m] = 0,40$

Coefficiente di sicurezza $C = 2.46$

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	465,51	71.93	442,56	1,30	26.56	0,00	0,00
2	1219,24	62.22	1078,69	0,86	26.56	0,00	0,00
3	1724,24	54.99	1412,25	0,70	26.56	0,00	0,00
4	2123,30	48.92	1600,60	0,61	24.67	0,14	0,00

5	2469,29	43.53	1700,75	0,55	23.91	0,20	0,00
6	2758,73	38.59	1720,82	0,51	23.91	0,20	0,00
7	3002,45	33.97	1677,85	0,48	23.91	0,20	0,00
8	3208,08	29.60	1584,49	0,46	23.91	0,20	0,00
9	3373,39	25.40	1447,19	0,44	23.91	0,20	0,00
10	3225,95	21.35	1174,61	0,43	23.91	0,20	0,00
11	2939,67	17.41	879,63	0,42	23.91	0,20	0,00
12	2772,72	13.55	649,78	0,41	23.91	0,20	0,00
13	2838,40	9.76	481,03	0,41	23.91	0,20	0,00
14	2882,53	6.00	301,52	0,40	23.91	0,20	0,00
15	2905,63	2.28	115,44	0,40	23.91	0,20	0,00
16	2508,46	-1.44	-63,06	0,40	23.91	0,20	0,00
17	1582,91	-5.16	-142,48	0,40	23.91	0,20	0,00
18	1113,99	-8.91	-172,54	0,41	23.91	0,20	0,00
19	1050,73	-12.69	-230,91	0,41	23.91	0,20	0,00
20	964,27	-16.54	-274,46	0,42	23.91	0,20	0,00
21	853,34	-20.46	-298,26	0,43	23.91	0,20	0,00
22	716,17	-24.48	-296,79	0,44	23.91	0,20	0,00
23	550,35	-28.64	-263,79	0,46	23.91	0,20	0,00
24	352,51	-32.97	-191,85	0,48	23.91	0,20	0,00
25	117,92	-37.53	-71,83	0,51	23.91	0,20	0,00

$\Sigma W_i = 47719,79$ [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 14261,27$ [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 18698,63$ [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 19473,26$ [kg]

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

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

Il sottoscritto , 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

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.

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.