

SUPERAMENTO DELL'ABITATO DI CHIESINA UZZANESE

1° LOTTO

Variante per l'eliminazione del traffico
pesante da P.zza Mazzini

PROGETTO ESECUTIVO

PROG.
04S002A0

18CE

Relazione di calcolo
delle strutture in c.a.

nome file: 18CE_Relazione calcoli strutture in c.a.rtf

PROGETTISTI:

Ing. Alessandro SILVIETTI

Geom. Paolo ANDREINI

GEOLOGO:

Geol. Andrea BARTOLINI

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Paolo MAZZONI

COLLABORATORI:

Geom. Giacomo BALLERI

0	Dicembre 2005	Emissione
---	---------------	-----------

<i>Revisione</i>	<i>Data</i>	<i>Oggetto</i>
------------------	-------------	----------------

INDICE

1.	Normative di riferimento.....	2
2.	Calcolo della spinta sul muro.....	3
3.	Verifica a ribaltamento	4
4.	Verifica a scorrimento	4
5.	Verifica al carico limite	5
6.	Verifica alla stabilità globale	6
7.	Geometria muro e fondazione	7
8.	Materiali utilizzati per la struttura	7
9.	Geometria e carichi terreno a monte del muro	7
10.	Terreno a valle del muro	8
11.	Caratteristiche terreno a monte del muro	8
12.	Caratteristiche terreno di fondazione.....	8
13.	Analisi della spinta e verifiche.....	9
14.	Sollecitazioni paramento.....	11
15.	Sollecitazioni fondazione di valle	11
16.	Sollecitazioni fondazione di monte	12
17.	Stabilità globale muro + terreno.....	13
18.	Armature e tensioni nei materiali del muro	15
19.	Armature e tensioni nei materiali della fondazione.....	16
20.	Computo dei ferri(per metro lineare di muro)	17
21.	Computo delle quantità(per metro lineare di muro).....	17

Muro di sottoscarpa 01

1. 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

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 del pendio

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

2. Calcolo della spinta sul muro

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 valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). 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 $\theta = \arctg(C)$ essendo C il coefficiente di intensità sismica.

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

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

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 2/3 dell'altezza del muro stesso.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi permanenti 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.

3. 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 .

La Normativa Italiana impone che sia $\eta \geq 1.5$. Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

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.

4. 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 maggiore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. In particolare, La Normativa Italiana richiede che 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 sia

$$\frac{F_r}{F_s} \geq 1.3$$

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

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

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

Per 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.

5. Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a 2. Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq 2$$

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

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

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

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

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

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

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

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

Il termine $K_{p\gamma}$ che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Vesic

$$N_v = 2(N_q + 1)tg\phi$$

6. Verifica alla stabilità globale

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

Viene usata la tecnica della suddivisione a striscie 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 6x6 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di striscie è pari a 25.

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

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

dove n è il numero delle striscie 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.

7. Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento(m)	3.65
Spessore in sommità (m)	0.35
Spessore all'attacco con la fondazione (m)	0.35
Inclinazione paramento esterno (°)	0.00
Inclinazione paramento interno (°)	0.00
Lunghezza del muro (m)	40.00
<u>Fondazione</u>	
Lunghezza mensola fondazione di valle (m)	0.50
Lunghezza mensola fondazione di monte (m)	1.60
Lunghezza totale fondazione	2.45
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00
Spessore estremità fondazione di valle (m)	0.40
Spessore all'incastro fondazione di valle (m)	0.30
Spessore all'incastro fondazione di monte (m)	0.30
Spessore estremità fondazione di monte (m)	0.30
Altezza dello sperone di fondazione (m)	0.50
Spessore dello sperone di fondazione (m)	0.20
<u>Carichi in testa al muro</u>	
Forza verticale [positiva verso il basso] (Kg)	0
Forza orizzontale [positiva verso valle] (Kg)	0
Momento [positivo se ribaltante] (Kgm)	0

8. Materiali utilizzati per la struttura

<u>Calcestruzzo</u>	
Peso specifico	2500 Kg/m ³
Resistenza caratteristica a compressione R_{bk}	250 Kg/cm ²
Tensione ammissibile a compressione σ_c	85.0 Kg/cm ²
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c0}	5.3 Kg/cm ²
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c1}	16.9 Kg/cm ²
<u>Acciaio</u>	
Tipo	FeB44K
Tensione ammissibile σ_{fa}	2600 Kg/cm ²

9. Geometria e carichi 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 metri

Y ordinata del punto espressa in metri

F carico concentrato sul punto espresso in Kg
Q carico distribuito sul tratto precedente il punto espresso in Kg/m²

N	X	Y	F	Q
1	0.60	0.00	0.00	0.00
2	4.14	1.96	0.00	0.00
3	16.56	1.96	0.00	860.00
4	20.10	0.00	0.00	0.00

10. 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 (m) 0.10

11. Caratteristiche terreno a monte del muro

Descrizione	Terrapieno
Peso di volume γ	1900 Kg/m ³
Angolo di attrito interno ϕ	34°
Angolo di attrito terra-muro δ	23°
Coesione c	0.000 Kg/cm ²
Adesione terra-muro c_a	0.000 Kg/cm ²

12. Caratteristiche terreno di fondazione

Descrizione	Terreno fondazione
Peso di volume γ	1850 Kg/m ³
Angolo di attrito interno ϕ	0°
Angolo di attrito terra-muro δ	0°
Coesione c	0.800 Kg/cm ²
Adesione terra-muro c_a	0.560 Kg/cm ²
Costante di sottofondo(Winckler) K	1.80 Kg/cm ³

13. Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (esprese in metri) positive verso monte
Ordinate Y (esprese in metri) 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

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Terzaghi
Calcolo della stabilità globale	metodo di Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Coefficiente di intensità sismica (Percento)	7
Partecipazione spinta passiva (Percento)	30

Calcolo riferito ad 1 metro di muro	
Lunghezza del muro	(m) 40.00

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X= 1.60 Y= -4.45
Punto superiore superficie di spinta	X= 1.60 Y= 0.55
Altezza della superficie di spinta	(m) 5.00
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)	(°) 0.00

Valore della spinta statica	(Kg) 9184.97
Componente orizzontale della spinta statica	(Kg) 8454.81
Componente verticale della spinta statica	(Kg) 3588.85
Punto d'applicazione della spinta	X= 1.60 Y= -2.67
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	(°) 23.00
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	(°) 54.87
Incremento sismico della spinta	(Kg) 1906.89
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X= 1.60 Y= -1.15
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	(°) 51.54

Peso muro	(Kg) 5343.75
Baricentro del muro	X= 0.09 Y= -2.64
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	(Kg) 11621.99
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X= 0.821 Y= -1.734
Inerzia del muro	(Kg) 374.06
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	(Kg) 813.54

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	(Kg) 11397.71
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	(Kg) 21299.67
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	(Kgxm) 17998.75
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	(Kgxm) 35044.52
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	(Kg) 21299.67
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	(Kg) 11397.71
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	(m) 0.42
Risultante in fondazione	(Kg) 24157.48
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	(°) 28.15
Momento rispetto al baricentro della fondazione	(Kgxm) 9046.33
Carico ultimo della fondazione	(Kg) 66999.72

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	(m)	2.40	
Tensione terreno allo spigolo di valle	(Kg/cm ²)		1.7743
Tensione terreno allo spigolo di monte	(Kg/cm ²)		0.0000

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 5.14$	$N'_c = 5.14$
$N_q = 1.00$	$N'_q = 1.00$
$N_\gamma = 0.00$	$N'_\gamma = 0.00$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.95
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.31
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.15
Coefficiente di sicurezza a stabilità globale	2.64

14. Sollecitazioni paramento

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

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Sforzo normale positivo di compressione

Taglio positivo se diretto da monte verso valle

Nr.	Y(m)	N(Kg)	M(Kgm)	T(Kg)
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.17	152.08	11.33	131.27
3	0.35	304.17	46.10	270.30
4	0.52	456.25	105.70	417.14
5	0.70	608.33	191.51	571.78
6	0.87	760.42	304.91	734.23
7	1.04	912.50	447.41	907.77
8	1.22	1064.58	621.83	1102.70
9	1.39	1216.67	831.78	1317.17
10	1.56	1368.75	1080.62	1549.87
11	1.74	1520.83	1371.53	1800.34
12	1.91	1672.92	1707.65	2069.62
13	2.09	1825.00	2092.16	2357.62
14	2.26	1977.08	2528.19	2663.45
15	2.43	2129.17	3019.32	2995.19
16	2.61	2281.25	3570.42	3348.71
17	2.78	2433.33	4184.29	3716.65
18	2.95	2585.42	4863.37	4099.23
19	3.13	2737.50	5609.99	4494.49
20	3.30	2889.58	6426.37	4901.97
21	3.48	3041.67	7314.62	5321.25
22	3.65	3193.75	8276.82	5751.97

15. Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X (espressa in metri) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori

Taglio positivo se diretto verso l'alto

Nr.	X(m)	M(Kgm)	T(Kg)
1	0.00	0.00	0.00
2	0.06	25.63	918.97
3	0.11	101.69	1815.50
4	0.17	226.94	2689.60
5	0.22	400.12	3541.25
6	0.28	619.99	4370.46
7	0.33	885.31	5177.23
8	0.39	1194.83	5961.57
9	0.44	1547.29	6723.46
10	0.50	1941.46	7462.91

16. Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in metri) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori

Taglio positivo se diretto verso l'alto

Nr.	X(m)	M(Kgm)	T(Kg)
1	0.00	0.00	0.00
2	0.18	-134.46	-1475.48
3	0.36	-508.95	-2693.06
4	0.53	-1076.18	-3643.82
5	0.71	-1788.72	-4327.75
6	0.89	-2599.12	-4744.86
7	1.07	-3460.02	-4897.49
8	1.24	-4326.37	-4810.05
9	1.42	-5156.42	-4489.03
10	1.60	-5908.63	-3934.43

17. Stabilità globale muro + terreno

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 gradi (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in Kg/cm²

b larghezza della striscia espressa in metri

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in Kg/cm²

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di striscie 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X(m)= 0.00 Y(m)= 2.43

Raggio del cerchio R(m)= 7.06

Ascissa a valle del cerchio Xi(m)= -3.76

Ascissa a monte del cerchio Xs(m)= 7.04

Larghezza della striscia dx(m)= 0.43

Coefficiente di sicurezza C= 2.64

Le striscie sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle striscie

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	1224.97	77.54	1196.11	2.00	34.00	0.000	0.000
2	2411.49	65.21	2189.20	1.03	34.00	0.000	0.000
3	3076.42	57.74	2601.46	0.81	34.00	0.000	0.000
4	3581.40	51.63	2807.81	0.70	34.00	0.000	0.000
5	3990.80	46.27	2883.66	0.63	34.00	0.000	0.000
6	4332.53	41.39	2864.85	0.58	34.00	0.000	0.000
7	4509.37	36.87	2705.41	0.54	34.00	0.000	0.000
8	4343.15	32.59	2339.62	0.51	34.00	0.000	0.000
9	4356.53	28.52	2080.02	0.49	34.00	0.000	0.000
10	4336.65	24.60	1804.99	0.48	10.27	0.558	0.000
11	4285.07	20.79	1521.18	0.46	0.00	0.800	0.000
12	4207.32	17.08	1236.02	0.45	0.00	0.800	0.000
13	4105.29	13.45	954.75	0.44	0.00	0.800	0.000
14	3980.22	9.87	682.03	0.44	0.00	0.800	0.000
15	3833.77	6.32	422.28	0.43	0.00	0.800	0.000
16	3779.87	2.81	184.99	0.43	0.00	0.800	0.000
17	3786.21	-0.70	-46.44	0.43	0.00	0.800	0.000
18	1159.36	-4.21	-85.18	0.43	0.00	0.800	0.000
19	812.10	-7.74	-109.37	0.44	0.00	0.800	0.000
20	754.13	-11.30	-147.72	0.44	0.00	0.800	0.000
21	673.69	-14.90	-173.20	0.45	0.00	0.800	0.000
22	569.75	-18.56	-181.36	0.46	0.00	0.800	0.000
23	440.92	-22.30	-167.34	0.47	0.00	0.800	0.000
24	285.28	-26.15	-125.74	0.48	0.00	0.800	0.000
25	100.24	-30.13	-50.32	0.50	0.00	0.800	0.000

$\Sigma W_i = 68936.52$ Kg

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 27387.70$ Kg

$\Sigma W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i = 15718.87$ Kg

$$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 56712.09 \text{ Kg}$$

18. Armature e tensioni nei materiali del muro

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

B	base della sezione espressa in cm
H	altezza della sezione espressa in cm
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in cm^2
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in cm^2
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in Kg/cm^2
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in Kg/cm^2
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in Kg/cm^2
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in Kg/cm^2

Nr.	Y(m)	B(cm)	H(cm)	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	0.00	100.00	35.00	8.04	8.04	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.17	100.00	35.00	8.04	8.04	0.09	0.05	0.01	1.22
3	0.35	100.00	35.00	8.04	8.04	0.35	0.10	4.48	4.37
4	0.52	100.00	35.00	8.04	8.04	0.85	0.15	19.71	9.74
5	0.70	100.00	35.00	8.04	8.04	1.57	0.21	46.42	16.99
6	0.87	100.00	35.00	8.04	8.04	2.51	0.27	84.92	26.15
7	1.04	100.00	35.00	8.04	8.04	3.68	0.33	135.72	37.33
8	1.22	100.00	35.00	8.04	8.04	5.11	0.41	199.99	50.71
9	1.39	100.00	35.00	8.04	8.04	6.82	0.48	279.24	66.56
10	1.56	100.00	35.00	8.04	8.04	8.84	0.57	374.87	85.09
11	1.74	100.00	35.00	8.04	8.04	11.20	0.66	488.22	106.53
12	1.91	100.00	35.00	8.04	8.04	13.92	0.76	620.61	131.10
13	2.09	100.00	35.00	8.04	8.04	17.03	0.87	773.38	159.01
14	2.26	100.00	35.00	8.04	8.04	20.55	0.98	947.83	190.48
15	2.43	100.00	35.00	8.04	8.04	24.51	1.10	1145.50	225.75
16	2.61	100.00	35.00	8.04	8.04	28.94	1.23	1368.42	265.17
17	2.78	100.00	35.00	8.04	8.04	33.88	1.37	1617.76	308.92
18	2.95	100.00	35.00	8.04	8.04	39.34	1.51	1894.56	357.18
19	3.13	100.00	35.00	8.04	8.04	45.34	1.65	2199.81	410.10
20	3.30	100.00	35.00	8.04	8.04	51.89	1.80	2534.42	467.84
21	3.48	100.00	35.00	12.06	8.04	50.72	1.96	1963.37	505.39
22	3.65	100.00	35.00	12.06	8.04	57.34	2.11	2231.11	570.23

19. Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in cm
H	altezza della sezione espressa in cm
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in cm^2
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in cm^2
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in Kg/cm^2
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in Kg/cm^2
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in Kg/cm^2
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in Kg/cm^2

Fondazione di valle

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

Nr.	X(m)	B(cm)	H(cm)	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
1	0.00	100.00	40.00	8.04	8.04	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.06	100.00	38.89	8.04	8.04	0.17	0.30	9.57	1.54
3	0.11	100.00	37.78	8.04	8.04	0.71	0.61	39.25	6.37
4	0.17	100.00	36.67	8.04	8.04	1.67	0.94	90.61	14.77
5	0.22	100.00	35.56	8.04	8.04	3.11	1.28	165.46	27.09
6	0.28	100.00	34.44	8.04	8.04	5.09	1.64	265.86	43.72
7	0.33	100.00	33.33	8.04	8.04	7.70	2.01	394.20	65.10
8	0.39	100.00	32.22	8.04	8.04	11.03	2.40	553.23	91.71
9	0.44	100.00	31.11	8.04	8.04	15.20	2.81	746.18	124.10
10	0.50	100.00	30.00	8.04	8.04	20.36	3.25	976.79	162.91

Fondazione di monte

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

Nr.	X(m)	B(cm)	H(cm)	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
1	0.00	100.00	30.00	8.04	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.18	100.00	30.00	8.04	10.05	1.29	-0.64	11.18	54.52
3	0.36	100.00	30.00	8.04	10.05	4.89	-1.17	42.33	206.36
4	0.53	100.00	30.00	8.04	10.05	10.35	-1.59	89.52	436.34
5	0.71	100.00	30.00	8.04	10.05	17.20	-1.89	148.78	725.24
6	0.89	100.00	30.00	8.04	10.05	25.00	-2.07	216.19	1053.83
7	1.07	100.00	30.00	8.04	10.05	33.28	-2.13	287.80	1402.88
8	1.24	100.00	30.00	8.04	10.05	41.61	-2.10	359.86	1754.15
9	1.42	100.00	30.00	8.04	10.05	49.59	-1.96	428.90	2090.69
10	1.60	100.00	30.00	8.04	10.05	56.82	-1.71	491.47	2395.68

Verifica armatura sperone di fondazione

Base sezione B= 100 cm Altezza sezione H=20 cm

$A_{fi}=0.00 \text{ cm}^2$ $A_{fs}=0.00 \text{ cm}^2$

Sollecitazioni M=4941.5 Kgm T=14817.0 Kg

Tensioni nei materiali

$\sigma_c=0.00 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_f=0.00 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma'_f=0.00 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau_c=10.25 \text{ Kg/cm}^2$

20. Computo dei ferri(per metro lineare di muro)

Diametro(mm)	Lunghezza(m)	Peso(Kg)
16	97.00	153.10
10	0.00	0.00
8	16.10	6.35

21. Computo delle quantità(per metro lineare di muro)

Calcestruzzo in elevazione	(mc)	1.28
Calcestruzzo in fondazione	(mc)	0.86
Calcestruzzo magro	(mc)	0.37
Acciaio per armature	(Kg)	159.45
Casseformi	(mq)	7.30
Scavo di sbancamento	(mc)	60.00
Scavo a sezione obbligata	(mc)	0.96
Materiale drenante	(mc)	45.00