

CITTA' METROPOLITA DI REGGIO CALABRIA
REGGIO CALABRIA



VARIANTE TECNICA E SUPPLETIVA

Completamento della Sistemazione Idraulica del Torrente Salice nel Comune di Ardore (RC)

Elaborati:

1	- RELAZIONE TECNICA	
2	- COROGRAFIA	Scala 1:25000
3	- PLANIMETRIA GENERALE	Scala 1:1000
4	- PLANIMETRIE CATASTALI (Intervento n. 1 e Intervento n.2)	Scala 1:2000
5a	- RILIEVO PLANIMETRICO E SEZIONI (Intervento n. 1 dalla Sez. 1 alla Sez. 20)	Scala 1:500
5b	- RILIEVO PLANIMETRICO E SEZIONI (Intervento n. 2 dalla Sez. 34 alla Sez. 46)	Scala 1:500
6a	- PLANIMETRIA E SEZIONI DI PROGETTO (Intervento n. 1 dalla Sez. 1 alla Sez. 20)	Scala 1:500
6b	- PLANIMETRIA E SEZIONI DI PROGETTO (Intervento n. 2 dalla Sez 34 alla Sez. 46)	Scala 1:500
7a	- PROFILO STATO DI FATTO E DI PROGETTO (Intervento n. 1 sez 1-20)	Scala 1:1000
7b	- " " " " (Intervento n. 2 sez 34 - 46)	Scala 1:500
8a	- PLANIMETRIA PARTICOLAREGGIATA (Intervento n. 1)	Scala 1:200
8b	- PLANIMETRIA PARTICOLAREGGIATA (Intervento n. 2)	Scala 1:200
9	- RAPPRESENTAZIONE FOTOGRAFICA	
9b	- VISTA AEREA (intervento n. 1 e n.2)	Scala 1:2000
10	- SEZIONI - Muro Argine e Collettore a cielo aperto - Intervento n. 1	Scala 1:50
11	- SEZIONE TIPO Intervento N. 2	Scala 1:50
12	- CALCOLI STATICI (Muro d'argine Intervento n. 1)	
13	- " " (Collettore Aperto in C.A. Intervento n. 1))	
14	- ESECUTIVI CANTIERE (Muro d'Argine Intervento n. 1))	Scala 1:50
15	- " " (Collettore Aperto Intervento n.1)	Scala 1:50
16	- CALCOLO E VERIFICHE IDRAULICHE TORRENTE SALICE	
17	- RELAZIONE SUI MATERIALI	
18	- RELAZIONE GEOTECNICA	
19	- RELAZIONE SULLE FONDAZIONI	
20	- ELENCO PREZZI UNITARI DI PERIZIA	
21	- COMPUTO METRICO DI PERIZIA	
22	- QUADRO COMPARATIVO	
23	- QUADRO ECONOMICO	
24	- SCHEMA ATTO DI SOTTOMISSIONE	
25	- PIANO DI MANUTENZIONE DELL'OPERA	
28	- PIANO SICUREZZA CANTIERE	
29	- ELENCO PREZZI DELLA SICUREZZA DI VARIANTE	
30	- COMPUTO SICUREZZA DI VARIANTE	
31	- CRONOPROGRAMMA DI VARIANTE	

Progettista: Dott.Ing. Francesco OLIVA

Direttore dei Lavori: Dott.Ing. Francesco OLIVA

Reggio Calabria li':

Responsabile Unico del Procedimento:
Geom. Saverio CALAFIORE

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI MURO D'ARGINE

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

(ai sensi del punto 6 delle NTC D.M. 14 gennaio 2008 e circolare C.S. LL.PP. 2 febbraio 2009 n. 617)

RIFERIMENTI NORMATIVI

Le fasi di analisi e verifica delle strutture sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

D. M. 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.) "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica" - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Il progetto riguarda la realizzazione di opere per il Completamento della Sistemazione Idraulica del Torrente Salice nel Comune di Ardore (RC)

DESCRIZIONE DELLE OPERE DA REALIZZARE:

Gli interventi previsti in progetto sono due e precisamente;

Le opere da realizzare sono i muri d'argine Dx e Sx lungo il Torrente, nei tratti dove su uno dei due argini già esiste il nuovo argine sarà realizzato con fondazione diretta di larghezza 165 cm. E spessore cm 60 poggiante su magrone di fondazione, in calcestruzzo semplice, spessore cm 20, la parete avrà un'altezza fuori terra di cm 230 e spessore costante cm 30. Nei tratti dove gli argini devono essere realizzati entrambi sarà realizzato un collettore aperto con luce netta cm 600, spalle spessore cm 40 e altezza 230, la fondazione sarà diretta a spessore costante cm 50 poggiante su magrone di calcestruzzo semplice spessore cm 20.

CARATTERIZZAZIONE FISICO MECCANICA DEI TERRENI:

Caratteristiche litostratigrafiche:

Dalla relazione geologica sono stati rilevati i parametri relativi alla geomorfologia e litostratigrafia, del terreno che risulta essere un primo strato di terreno di riporto di spessore mt 0,50, un secondo strato di spessore mt 3,60 composto da un'alternanza di sabbie limose con ghiaia e sabbie ghiaiose e un'ultimo strato a profondità, rispetto al piano campagna, superiore a mt – 5.00

DATI STRATIGRAFICI					
Livello Stratigrafico	Litologia	Profondità in metri			
Livello A	Terreno di riporto (sabbie con ciottoli poco addensati)	da	0.00	a	0.50
Livello B	Alternanza di sabbie limose con ghiaia e sabbie ghiaiose	da	0.50	a	4.10
Livello C	Ghiaie sabbiose con limi	da	4.10	a	

In sintesi il sub-strato può essere caratterizzato mediante l'assunzione dei seguenti parametri geotecnici medi riportati nella tabella sottostante.

Parametri geotecnici – Un. misura	Litologia A	Litologia B	Litologia C
Peso di volume nat. (γ) - t/m^3	1800	1850-1900	1900-1950
Angolo d'attrito eff. (φ) - gradi	28°-29°	33°-35°	34°-36°
Coesione eff. (c) - Kg/cm²	*****	*****	*****
Res. al taglio non dren. -(Cu) - Kg/cm²	*****	*****	*****
Mod. di deformazione ed. - (ε) - Kg/cm²	70	150	200

- **CATEGORIA DEL SUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE**

- (Ai sensi del D.M. 14/01/2008)

- **Suolo tipo B** - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina). Nello specifico, trattasi prevalentemente di depositi alluvionali composti prevalentemente sabbie e ghiaie, considerando che tale litotipo è quello più ricorrente e che caratterizza il sito in oggetto, con una $V_{s30} = 403$ m/s dalla profondità di 0.00 mt. dal p.c..

- **Condizioni topografiche:**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

AZIONE SISMICA PER I MURI DI SOSTEGNO

Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima (a_{\max}) attesa in superficie il cui valore può essere ricavato dalla relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido.

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche è eseguita mediante i metodi pseudostatici. L'analisi pseudostatica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per degli opportuni coefficienti sismici. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm \cdot 0.5 \cdot k_h$$

dove:

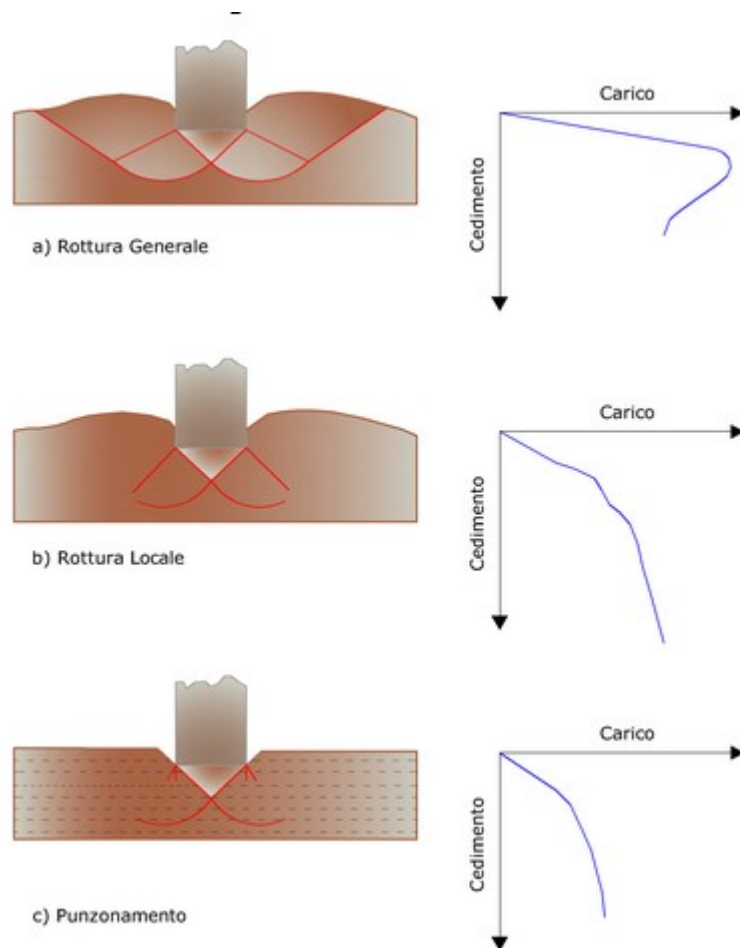
- a_{\max} accelerazione massima al sito
- g accelerazione di gravità
- β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tab. 7.11-II delle NTC)

Nell'analisi pseudo-statica, l'effetto inerziale viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (*metodo di Frolich*), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (*metodo di Prandtl e successivi*).

Osservazioni sperimentali hanno dimostrato che il terreno può arrivare a rottura attraverso tre meccanismi (vedi figura).



Tipi di rottura del terreno

La rottura generale è caratterizzata dalla formazione di superfici di scorrimento ben definite che parte della fondazione e raggiunge il piano di campagna, e da un rigonfiamento del terreno ai lati della fondazione.

La rottura per punzonamento in cui l'affondamento della fondazione è reso possibile dalla formazione di piani di taglio verticali, lungo il perimetro, senza generare superfici di scorrimento.

La rottura locale, corrisponde al formarsi ancora di una chiara superficie di scorrimento al di sotto della fondazione, che tuttavia si disperde nel terreno adiacente, si evidenzia una timida tendenza al rigonfiamento laterale del terreno.

Le soluzioni disponibili per il calcolo del carico limite sono basate sull'assunzione del comportamento del terreno rigido-plastico e sono perciò, a stretto rigore, applicabili solo al caso di rottura generale.

Si può dimostrare che il carico limite di un terreno è la somma di tre fattori: **peso del terreno** γ' , **sovraccarico** q' e **coesione** c' ; le soluzioni oggi disponibili sono state ricavate dalla sovrapposizione di singoli problemi indipendenti.

Prandtl (1921) ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi'$$

valida anche per i terreni.

Le ipotesi e le condizioni introdotte da Prandtl sono le seguenti:

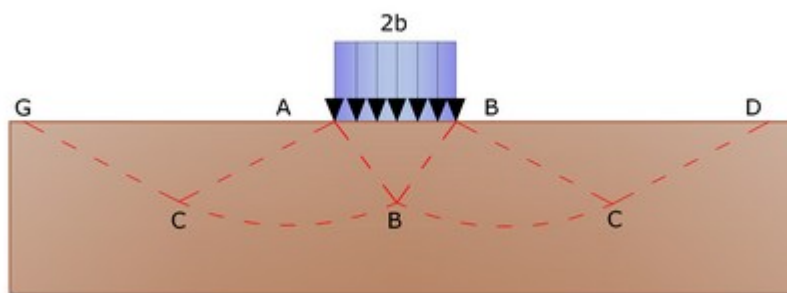
- Comportamento rigido-plastico.

- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione precedente.
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana).
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.
- Assenza di sovraccarico ai bordi della fondazione ($q'=0$).

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie GFBCD (vedi Fig. 4.5.2). Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di spirali logaritmiche. I poli di queste sono i punti A ed E.

Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Soluzione di Prandl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento. Si arriva quindi alla soluzione esatta esprimibile nella forma:

$$q_{lim} = c \cdot B$$

dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ' del terreno. Per $\varphi' \neq 0$ il fattore $B = 5,14$.

Nel caso particolare di terreno privo di coesione ($c'=0$, $\gamma' \neq 0$) risulta $q'=0$, secondo la teoria di Prandl, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

VESIC – ANALISI A BREVE TERMINE

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} \leq (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q$$

Dove:

$A' = B'L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata;

q Pressione litostatica totale sul piano di posa;

s_c Fattore di forma;

$s_c = 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$ per fondazioni rettangolari, il valore di s_c viene assunto pari ad 1 per fondazioni nastroforni

d_c Fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \text{ con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H ;

$$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

A_f Area efficace della fondazione;

c_a Aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

VESIC – ANALISI A LUNGO TERMINE

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \leq c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \cdot \tan \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi') \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

HANSEN – ANALISI A BREVE TERMINE

$$\frac{R}{A'} \leq (2 + \pi) \cdot c_u (1 + s_c + d_c - i_c) + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata;

q Pressione litostatica totale sul piano di posa;

s_c Fattore di forma, $s_c = 0$ per fondazioni nastroformi;

d_c Fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \text{ con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

i_c Fattore correttivo di inclinazione del carico;

$$i_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

A_f Area efficace della fondazione;

c_a Aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

HANSEN- ANALISI A LUNGO TERMINE

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \leq c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \tan \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1 \quad \text{per fondazione nastroforme}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^3$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^3$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

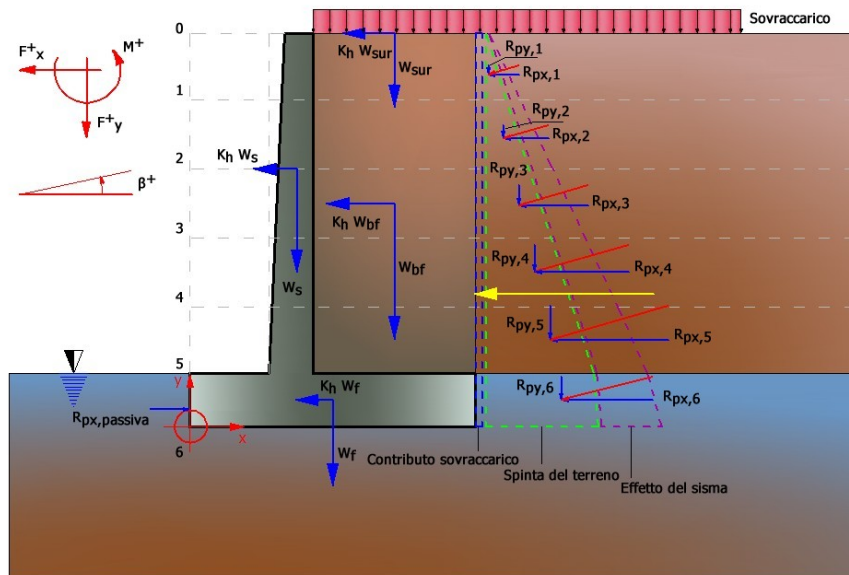
$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

SOLLECITAZIONI SUL MURO

Per il calcolo delle sollecitazioni, il muro viene discretizzato in n -tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto vengono calcolate le spinte del terreno (valutate secondo un piano di rottura passante per il paramento lato monte), le risultanti delle forze orizzontali e verticali e le forze inerziali sono rappresentate in Figura 3.



Schema delle forze agenti su un muro e convenzioni sui segni

CALCOLO DELLE SPINTE PER LE VERIFICHE

Le spinte sono state valutate ipotizzando un piano di rottura passante per l'estradosso della mensola di fondazione lato monte, tale piano è stato discretizzato in n -tratti.

CONVENZIONI SUI SEGNI

Forze verticali	positive se dirette dall'alto verso il basso;
Forze orizzontali	positive se dirette da monte verso valle;
Coppie	positive se antiorarie;
Angoli	positivi se antiorari.

Dati generali

Codice progetto	MURO ARGINE DS
Descrizione	Muro Argine Ds torrente salice
Comune di	Ardore
Tecnico	Ing. Francesco OLIVA
Data	16/06/2017
Condizioni ambientali	Aggressive
Zona	Ardore
Lat./Long. [WGS84]	38,180057/16,203288

Normativa GEO
 Normativa STR
 Spinta

NTC 2008
 SLU (EC2)
 Mononobe e Okabe [M.O. 1929]

Dati generali muro

Altezza muro	230,0 cm
Spessore testa muro	35,0 cm
Risega muro lato valle	0,0 cm
Risega muro lato monte	0,0 cm
Sporgenza mensola a valle	20,0 cm
Sporgenza mensola a monte	110,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Altezza estremità mensola a valle	60,0 cm
Altezza estremità mensola a monte	60,0 cm

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,5	2,35	0,28
S.L.D.	50,0	0,66	2,34	0,3
S.L.V.	475,0	1,92	2,4	0,37
S.L.C.	975,0	2,57	2,42	0,39

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,6	0,18	0,011	0,0055
S.L.D.	0,792	0,18	0,0145	0,0073
S.L.V.	2,304	0,24	0,0564	0,0282
S.L.C.	2,946	0,31	0,0931	0,0466

Stratigrafia

Ns	Spessore strato (cm)	Inclinazione dello strato. (°)	Peso unità di volume (KN/m ³)	Angolo di resistenza a taglio (°)	Coesione (kPa)	Angolo di attrito terra muro (°)	Presenza di falda (Si/No)	Litologia	Descrizio ne
----	----------------------	--------------------------------	---	-----------------------------------	----------------	----------------------------------	---------------------------	-----------	--------------

1	340	0	28,00	28	0,00	18	No		Tereno di riporto (sabbie con ciott)
2	360	0	19,00	33	0,00	22	No		Sabbie limose con ghiaia
3	590	0	19,50	34	0,00	22	No		ghiaia con limi

FATTORI DI COMBINAZIONE

A1+M1+R1

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,30
2	Spinta terreno	1,00
3	Peso terreno mensola	1,30
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

A2+M2+R2

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1,25
2	Coesione efficace	1,25
3	Resistenza non drenata	1,4
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

EQU+M2

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
-----	--------	----------------------

1	Peso muro	0,90
2	Spinta terreno	1,10
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	0,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1,25
2	Coesione efficace	1,25
3	Resistenza non drenata	1,4
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

A1+M1+R1 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale K_h 0,011
 Coefficiente sismico verticale K_v 0,0055

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (F_x)	22,22 kN
Somma forze in direzione y (F_y)	132,32 kN
Somma momenti	-100,93 kNm
Larghezza fondazione	165,0 cm
Lunghezza	1000,0 cm
Eccentricità su B	6,22 cm
Peso unità di volume	28,0 KN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	28,0 °
Coesione	0,0 kPa
Terreno sulla fondazione	60,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	28,0 KN/m ³
N_q	14,72
N_c	25,8
N_g	16,72
Fattori di forma	
s_q	1,08
s_c	1,09
s_g	0,94
Inclinazione carichi	
i_q	0,71
i_c	0,69
i_g	0,59
Fattori di profondità	
d_q	1,12
d_c	1,16
d_g	1,0
Carico limite verticale (Q_{lim})	625,27 kN
Fattore sicurezza ($C_{sq}=Q_{lim}/F_y$)	4,73

Carico limite verificato $C_{sq}>1$

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	76,28 cm
Larghezza della fondazione	165,0 cm
$x = 0,0$ cm	98,34 kPa
$x = 165,0$ cm	62,05 kPa

A2+M2+R2 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale K_h	0,011
Coefficiente sismico verticale K_v	0,0055

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (F_x)	32,66 kN
Somma forze in direzione y (F_y)	105,69 kN
Somma momenti	-68,76 kNm
Larghezza fondazione	165,0 cm
Lunghezza	1000,0 cm
Eccentricità su B	17,44 cm
Peso unità di volume	28,0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	23,04 °
Coesione	0,0 kPa
Terreno sulla fondazione	60,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	28,0 kN/m ³
N_q	8,7
N_c	18,1
N_g	8,25
Fattori di forma	
s_q	1,06
s_c	1,06
s_g	0,95
Inclinazione carichi	
i_q	0,5
i_c	0,43
i_g	0,34
Fattori di profondità	
d_q	1,15
d_c	1,18
d_g	1,0
Carico limite verticale (Q_{lim})	178,37 kN
Fattore sicurezza ($C_{sq}=Q_{lim}/F_y$)	1,69

Carico limite verificato $C_{sq}>1$

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	65,06 cm
Larghezza della fondazione	165,0 cm
$x = 0,0$ cm	104,68 kPa

x = 165,0 cm

23,43 kPa

EQU+M2 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale K_h 0,011
Coefficiente sismico verticale K_v 0,0055

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (F_x)	36,75 kN
Somma forze in direzione y (F_y)	102,55 kN
Somma momenti	-64,15 kNm
Larghezza fondazione	165,0 cm
Lunghezza	1000,0 cm
Eccentricità su B	19,95 cm
Peso unità di volume	28,0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	23,04 °
Coesione	0,0 kPa
Terreno sulla fondazione	60,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	28,0 kN/m ³
N_q	8,7
N_c	18,1
N_g	8,25
Fattori di forma	
s_q	1,05
s_c	1,06
s_g	0,95
Inclinazione carichi	
i_q	0,43
i_c	0,36
i_g	0,28
Fattori di profondità	
d_q	1,15
d_c	1,19
d_g	1,0
Carico limite verticale (Q_{lim})	143,57 kN
Fattore sicurezza ($C_{sq}=Q_{lim}/F_y$)	1,4

Carico limite verificato $C_{sq}>1$

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	62,55 cm
Larghezza della fondazione	165,0 cm
x = 0,0 cm	107,23 kPa
x = 165,0 cm	17,07 kPa

IL PROGETTISTA:

Ing. Francesco OLIVA

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI COLLETTORE APERTO

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

(ai sensi del punto 6 delle NTC D.M. 14 gennaio 2008 e circolare C.S. LL.PP. 2 febbraio 2009 n. 617)

Il progetto riguarda la realizzazione di opere relative “*Completamento della Sistemazione Idraulica del Torrente Salice nel Comune di Ardore (RC)*”.

DESCRIZIONE DELLE OPERE DA REALIZZARE:

Collettore a Cielo Aperto

- Costruzione di due tratti di Collettore in cemento armato a sezione costante e precisamente il collettore è aperto di forma a U le spallette hanno altezza mt 2,30 spessore costante mt 0,40, la luce netta è di 6,00 mt es ha uno spessore di 0,50 mt che poggia su un magrone di calcestruzzo semplice spessore cm. 20

SCELTE TIPOGICHE:

Le scelte del tipo di fondazione adottata è giustificata dalla funzione svolta dall'opera e cioè collettore di acque piovane, infatti al fine di evitare che le acque nel loro deflusso possano scalzare il piede degli argini o comunque produrre fenomeni di sifonamento è stata scelta la fondazione a platea in c.a. di spessore medio cm. 50. Dalla Relazione geologica redatta dal Geol Pasquale TRIPODI risulta che il terreno interessato dalle opere, che ha un andamento leggermente acclive con una pendenza media di circa il 2,5%, è composto da depositi alluvionale, limo sabbiosi, sabbie limose e sabbie che non presentano particolari per la realizzazione delle opere previste in progetto

Per quanto riguarda il muro su pali nel Rione Bombile per la natura geomorfologica del terreno e per la presenza di acqua nel sottosuolo è stata preferita la fondazione su ali rispetto ad una fondazione diretta perché più sicura e garantisce la giusta stabilità al pendio

CARATTERIZZAZIONE FISICO MECCANICA DEI TERRENI:

La litologia che caratterizza l'area in esame è formata, partendo dai terreni più antichi, da depositi alluvionali formati prevalentemente da ghiaie sabbiose con limi.

Superiormente abbiamo un' alternanza di sabbie limose limi sabbiosi di media-bassa consistenza con presenza di ciottoli.

Al di sopra di tale formazione troviamo un terreno di copertura caratterizzato da limi e limi sabbiosi poco addensati.

La successione litostratigrafica locale è costituita dall' alto verso il basso da:

DATI STRATIGRAFICI					
Livello Stratigrafico	Litologia	Profondità in metri			
Livello A	Terreno di riporto (sabbie con ciottoli poco addensati)	da	0.00	a	0.50
Livello B	Alternanza di sabbie limose con ghiaia e sabbie ghiaiose	da	0.50	a	4.10
Livello C	Ghiaie sabbiose con limi	da	4.10	a	p. inc., maggiore di 5.00

In sintesi il sub-strato può essere caratterizzato mediante l'assunzione dei seguenti parametri geotecnici medi riportati nella tabella sottostante.

Parametri geotecnici – Un. misura	Litologia A	Litologia B	Litologia C
Peso di volume nat. (γ) – t/m^3	1800	1850- 1900	1900- 1950
Angolo d'attrito eff. (ϕ) – gradi	28°-29°	33°-35°	34°-36°
Coesione eff. (c) – Kg/cm²	*****	*****	*****
Res. al taglio non dren. – (Cu) – Kg/cm²	*****	*****	*****
Mod. di deformazione ed. – (ϵ) – Kg/cm²	70	150	200

CATEGORIA DEL SUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

(Ai sensi del D.M. 14/01/2008)

Suolo tipo B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina). Nello specifico, trattasi prevalentemente di depositi alluvionali composti prevalentemente sabbie e ghiaie, considerando che tale litotipo è quello più ricorrente e che caratterizza il sito in oggetto, con una $V_{s30} = 403$ m/s dalla profondità di 0.00 mt. dal p.c..

Condizioni topografiche:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Approccio progettuale e valori di progetto dei parametri geotecnico:

La verifica del sistema di fondazione relativo alla struttura in oggetto, è stata effettuata sulla base dei dati geologici e dei parametri geotecnici forniti, seguendo l'approccio di progetto relativo alla normativa di riferimento:

Per le fondazioni superficiali le N.T. 2008 prevedono che le verifiche di sicurezza vengano condotte prendendo in considerazione meccanismi di stato limite ultimo sia a breve che a lungo termine.

Le verifiche devono essere condotte nei confronti dei seguenti stati limiti:

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- Collasso per scorrimento del piano di posa;
- SLU di tipo strutturale (STR)
- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Per le verifiche Verifiche saranno effettuate secondo:

Approccio 1 combinazione 1

A1 + M1 + R1

Dove:

- Coefficienti parziali per le azioni:

CARICHI	COEFF. PARZIALE	Comb. A1 STR	Comb. A2 GEO	EQU
PERMANENTI	γ_{G1s}	1.3	1,0	1,1
PERMANENTI NON STRUTTURALI	γ_{G2ns}	1.5	1,3	1,5
VARIABILI	γ_{Qi}	1.5	1,3	1,5

- Coefficienti per i parametri geotecnici per le resistenze del terreno:

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPL. IL COEFF. PARZIALE	Comb. M1 γ_m	Comb. M2 γ_m
Tangente dell'angolo di attrito	$\tan\phi$	1.0	1.25
Coesione drenata del terreno	C	1.0	1.25
Coesione non drenata del terreno	C_u	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	1.0	1.0

-Coefficienti parziali γ_R per la verifica agli stati limiti ultimi di fondazioni superficiali:

VERIFICA	COEFFICIENTI PARZIALI (R1)	COEFFICIENTI PARZIALI (R2)	COEFFICIENTI PARZIALI (R3)
Capacità portante	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,8$	$\gamma_R=2,3$
Scorrimento	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,1$	$\gamma_R=1,1$

Verifica Fondazione Platea Collettore a cielo Aperto

La verifica riguarda la fondazione a piastra del tratto di collettore compreso tra le sezioni 8-8bis la fondazione ha dimensioni in pianta 15,95 x 7,20 ma piano di posa a quote -0.70 rispetto al piano campagna

Calcolo del valore di progetto della resistenza del Terreno:

La resistenza del Terreno è calcolata con la Formula di TERZAGHI (1943) per fondazioni a piastra

$$Q_{t,lim} = N_c \cdot C \cdot S_c + N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B/2 \cdot S_\gamma + N_q \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot S_q$$

Con: $Q_{t,lim}$ = carico limite sul terreno

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\varphi$$

C = Coesione

γ_1 = Peso per unità di volume terreno al lato della fondazione = 1.850 t/mc

γ_2 = Peso per unità di volume del terreno sotto la fondazione = 1.850 t/mc

$$N_y = 2 \cdot (1 + N_q) \cdot tg\varphi \cdot tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{5}\right)$$

B/2 = semilarghezza della Fondazione = 3,60

$$N_q = e^{(\pi \cdot tg\varphi)} \cdot tg^2\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

D = Profondità del piano di posa della fondazione rispetto al piano campagna = 0.70 mt

B = larghezza della fondazione = 7,20 mt

L = Lunghezza della fondazione = 15,95 mt

Coefficienti di Forma per fondazione a piastra: con $B < L$

$$S_c = S_q = 1 + 0.20 \cdot B/L$$

$$S_\gamma = 1 - 0.3 \cdot B/L$$

$$Q_{lim} = 44,41 \cdot 1,85 \cdot 3,60 \cdot 0,866 + 26,10 \cdot 0,70 \cdot 1,85 \cdot 1,090 = 292,98 \text{ t/mq}$$

$$292,98 \text{ t/mq} = 29,30 \text{ Kg/cm}^2$$

Assumendo n coefficiente parziale R3 pari a 2,30 si ha:

la capacità portante del terreno è di $R_d = 29.30/2,30 = 12,74 \text{ Kg/cm}^2$

Dalle Verifiche della struttura allo stato limite Ultimo (SLU) deve risultare che la pressione di esercizio Ed deve essere inferiore a Rd

La pressione di esercizio dal calcolo (relazione di calcolo pagina 25) del Collettore a Cielo Aperto

$\sigma_t = 1,39 \text{ Kg/cm}^2$

In effetti

$$R_d = 12,74 > E_d = 1,39$$

Il coefficiente di sicurezza

$$S = R_d / E_d = 12,74 / 1,39 = 9,16$$

Essendo S maggiore di 1 La verifica è soddisfatta .

IL PROGETTISTA:

Ing, Francesco OLIVA: _____