





AZIENDA SANITARIA LOCALE Nº 5 ORISTANO

Via Giosuè Carducci nº 35, 09170 Oristano, E-mail ausl.oristano@tiscali.it

OGGETTO:

Programmazione delle risorse del Fondo di Sviluppo e Coesione FSC 2007-2013 Strategia (COD) 93-12-337

Lavori di risanamento strutturale e riorganizzazione funzionale della *Casa Famiglia* sita nel Comune di Ales (OR) da destinare a Centro di Salute Mentale (CSM) con Centro Diurno (CD)

TITOLO: PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

(Sez. II D.P.R. 207/2010, artt.24-33)

**RELAZIONI SPECIALISTICHE** 

Novembre 2015

ALLEGATO
ELABORATI AMMINISTRATIVI
SCALA:

ALLEGATO:
B1

IL PROGETTISTA:	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
Ing. Marcello Soppelsa	Ing. Giorgio Tuveri
I COLLABORATORI:	IL DIRETTORE GENERALE:
Geom. Luciano Lasiu	Dott.ssa Maria Giovanna Porcu
Geom Stefano Sonnelea	

### RELAZIONE DI CALCOLO

#### Normative di riferimento:

**D.M. 11/3/88**; 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Provvedimenti per le costruzioni con prescrizioni per zone sismiche (Legge 2/2/74, D.M. 16/1/96 e D.M. 11/3/1988) II) Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi (D.M. 16/1/96) III) Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e strutture metalliche (Legge 5/11/71, n.1086 e D.M. 14/2/92)

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

**CIRCOLARE 2 febbraio 2009**, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27).

#### Calcolo della spinta attiva con Coulomb

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Coulomb* è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \times \gamma_t \times z$$

La spinta St è applicata ad 1/3 H di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_a$$

Avendo indicato con:

$$K_{a} = \frac{sen^{2}(\beta - \phi)}{sen^{2}\beta \times sen(\beta + \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{sin(\delta + \phi) \times sin(\phi - \epsilon)}{sen(\beta + \delta) \times sen(\beta - \epsilon)}}\right]^{2}}$$

Valori limite di KA:

 $\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$  secondo Muller-Breslau

γ<sub>t</sub> Peso unità di volume del terreno;

- β Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;
- Angolo di resistenza al taglio del terreno;
- δ Angolo di attrito terra-muro;
- ε Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;
- H Altezza della parete.

#### Calcolo della spinta attiva con Rankine

Se  $\varepsilon = \delta = 0$  e  $\beta = 90^{\circ}$  (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta St si semplifica nella forma:

$$S_{t} = \frac{\gamma \cdot H^{2}}{2} \frac{\left(1 - \sin \phi\right)}{\left(1 + \sin \phi\right)} = \frac{\gamma \cdot H^{2}}{2} \tan^{2} \left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale. In effetti Rankine adottò essenzialmente le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terramuro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di Ka di Rankine si presenta come segue:

$$Ka = \cos \varepsilon \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}$$

## Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Mononobe & Okabe* riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo  $\varepsilon$ , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo  $\beta$ , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità  $\theta$  tale che:

$$tg \theta = k_h/(1\pm k_v)$$

con kh coefficiente sismico orizzontale e kv verticale.

#### Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti Kh e Kv in dipendenza di vari fattori:  $K_h = \beta_m \times (a_{max}/g)$   $K_V = \pm 0.5 \times Kh$ 

 $\beta_m$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito; per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario. Per i muri liberi di traslare o ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si assume che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

a<sub>max</sub> accelerazione orizzontale massima attesa al sito; g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

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

S coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica Ss e di amplificazione topografica  $S_T$ .  $a_g$  accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

## **OPCM 3274**

I coefficienti sismici orizzontale K<sub>h</sub> e verticale K<sub>V</sub> che interessano tutte le masse vengono calcolatati come:

$$k_h = S (a_g/g)/r k_V = 0.5 k_h$$

in cui S(ag/g) rappresenta il valore dell'accelerazione sismica massima del terreno per le varie categorie di profilo stratigrafico.

Suolo di tipo A - S=1;

Suolo di tipo B - S=1.25;

Suolo di tipo C - S=1.25;

Suolo di tipo E - S=1.25;

Suolo di tipo D - S=1.35.

Al fattore r viene può essere assegnato il valore r = 2 nel caso di opere sufficientemente flessibili (muri liberi a gravità), mentre in tutti gli altri casi viene posto pari a 1 (muri in c.a. resistenti a flessione, muri in c.a. su pali o tirantati, muri di cantinato).

#### **D.M. 88**

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale K<sub>h</sub> in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema: I Cat. Kh=0.1; II Cat. Kh=0.07; III Cat. Kh=0.04;

#### **Eurocodice 8**

Per l'applicazione dell'Eurocodice 8 (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

agR: accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ<sub>I</sub>: fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K<sub>V</sub> è definito in funzione di K<sub>h</sub>, e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

#### Effetto dovuto alla coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_{c} = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{a}}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica  $Z_c$  come segue:

$$Z_{c} = \frac{2 \times c}{\gamma} \times \frac{1}{\sqrt{K_{A}}} - \frac{Q \times \frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta + \epsilon)}}{\gamma}$$

dove

Q = Carico agente sul terrapieno;

Se Z<sub>c</sub><0 è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c \times H$$

con punto di applicazione pari a H/2;

## Carico uniforme sul terrapieno

Un carico O, uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_{q} = K_{A} \times Q \times \operatorname{sen}\beta / \operatorname{sen}(\beta + \varepsilon)$$

Per integrazione, una spinta pari a S<sub>q</sub>:

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \frac{\operatorname{sen}\beta}{\operatorname{sen}(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione ad H/2, avendo indicato con Ka il coefficiente di spinta attiva secondo Muller-Breslau.

## Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) KH^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

dove:

H altezza muro

k<sub>V</sub> coefficiente sismico verticale

γ peso per unità di volume del terreno

K coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico)

E<sub>WS</sub> spinta idrostatica dell'acqua

Ewd spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica  $E_{wd} = 0$ , ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo  $\theta$  della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$tg\vartheta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_{w}} \frac{k_{h}}{1 \mp k_{v}}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

Con H' altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

#### Spinta idrostatica

La falda con superficie distante  $H_W$  dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z, sono espresse come segue:

$$P_{W}(z) = \gamma_{W} \times z$$

Con risultante pari a:

$$S_W = 1/2 \times \gamma_W \times H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo  $\gamma_t$  con  $\gamma'_t$  ( $\gamma'_t = \gamma_{saturo} - \gamma_w$ ), peso efficace del materiale immerso in acqua.

## Resistenza passiva

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \times \gamma_t \times z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

$$K_{p} = \frac{\text{sen }^{2}(\phi + \beta)}{\text{sen }^{2}\beta \times \text{sen}(\beta - \delta) \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \times \sin(\phi + \epsilon)}{\sin(\beta - \delta) \times \sin(\beta - \epsilon)}}\right]^{2}}$$

(Muller-Breslau) con valori limiti di  $\delta$  pari a:

$$\delta < \beta - \phi - \epsilon$$

L'espressione di K<sub>p</sub> secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$Kp = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}$$

## Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

### Vesic

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$Vd \le Rd$$

Dove Vd è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre Rd è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto Rd 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:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

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.

cu coesione non drenata

q pressione litostatica totale sul piano di posa

s<sub>c</sub> Fattore di forma

 $s_c = 0.2 \text{ (B'/L')}$  per fondazioni rettangolari

i<sub>c</sub> Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

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

Af area efficace della fondazione

c<sub>a</sub> aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

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

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0.5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_{q} = e^{\pi \tan \phi'} \tan^{2} \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_{c} = \left( N_{q} - 1 \right) \cot \phi'$$

$$N_{\gamma} = 2 \left( N_{q} + 1 \right) \tan \phi'$$

### Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'_L) \tan \phi'$$
 per forma rettangolare

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4(B'/L')$$
 per forma rettangolare

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

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

$$\begin{split} i_{q} &= \left(1 - \frac{H}{V + A_{f} \cdot c_{a} \cot \phi'}\right)^{m} \\ i_{\gamma} &= \left(1 - \frac{H}{V + A_{f} \cdot c_{a} \cot \phi'}\right)^{m+1} \\ i_{c} &= i_{q} - \frac{1 - i_{q}}{N_{q} - 1} \\ m &= \frac{2 + B' L'}{1 + B' L'} \end{split}$$

#### Sollecitazioni muro

Per il calcolo delle sollecitazioni il muro è stato discretizzato in n-tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto sono state 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.

## Calcolo delle spinte per le verifiche globali

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*.

Convenzione 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.

## " PERIMETRALE LATO MONTE /ALES/ING MARCELLO SOPPELSA

Zona ALES -ORISTANO
Lat./Long. [WGS84] 39,77/8,81
Normativa NTC 2008
Spinta Mononobe e Okabe [M.O. 1929]

## Dati generali muro

Altezza muro	260,0 cm
Spessore testa muro	30,0 cm
Risega muro lato valle	0,0 cm
Risega muro lato monte	0,0 cm
Sporgenza mensola a valle	70,0 cm
Sporgenza mensola a monte	10,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Altezza estremità mensola a valle	30,0 cm
Altezza estremità mensola a monte	30,0 cm

## Caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati

## Classe conglomerato Rck 25

Fattore parziale di sicurezza calcestruzzo 1,5

Resistenza a compressione di calcolo fcd 11,76 N/mm² Resistenza a trazione di calcolo fctd 1,05 N/mm²

### Acciaio Tipo B450C

Modulo elastico 210000 N/mm²
Fattore parziale di sicurezza acciaio 1,15
fyk (Tensione caratteristica snervamento) 440 N/mm²

fyk (Tensione caratteristica snervamento)
440 N/mm²
fyd (Resistenza ultima di calcolo)
382,61 N/mm²
Deformazione ultima di calcolo
0,07

Copriferro, Elevazione3,0 cmCopriferro, Fondazione3,0 cmCopriferro, Dente di fondazione3,0 cm

## Stratigrafia

DH Passo minimo

Eps Inclinazione dello strato. Gamma Peso unità di volume Fi Angolo di resistenza a taglio

c Coesione

Delta Angolo di attrito terra muro P.F. Presenza di falda (Si/No)

Ns DH Eps Gamma Fi c Delta P.F. Litologia Descrizione  $(KN/m^3)$ (kPa) (cm) 0 45 30 1 390 22,56 0,00 No Substrato roccioso

## Carichi concentrati

Descrizione	Posizione x	Posizione y	Fx	Fy	Mz
	(cm)	(cm)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
MENSOLA	85,0	300,0	0,0	0,0	1,8

# 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
7	MENSOLA	1,50

	Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
ſ	1	Tangente angolo res. taglio	1
ſ	2	Coesione efficace	1
	3	Resistenza non drenata	1
Ī	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	0,00
7	MENSOLA	1,30

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 (Ribaltamento)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	0,90
2	Spinta terreno	1,10
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,50

5	Spinta sismica in x	1,50
6	Spinta sismica in y	0,00
7	MENSOLA	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		

#### A1+M1+R1

#### **CALCOLO SPINTE**

## Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
	D

Gamma Peso unità di volume (KN/m³); Eps Inclinazione dello strato. (°); Fi Angolo di resistenza a taglio (°); Delta Angolo attrito terra muro;

c Coesione (kPa);

Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°); Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
290,0	238,0	22,56	29,0	45,0	30,0	0,0	0,0	
238,0	186,0	22,56	29,0	45,0	30,0	0,0	0,0	
186,0	134,0	22,56	29,0	45,0	30,0	0,0	0,0	
134,0	82,0	22,56	29,0	45,0	30,0	0,0	0,0	
82,0	30,0	22,56	29,0	45,0	30,0	0,0	0,0	

## Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ Angolo di direzione della spinta.
 Ka Coefficiente di spinta attiva.
 Kd Coefficiente di spinta dinamica.
 Dk Coefficiente di incremento dinamico.

Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.

Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky	
30,0	0,23	0,0	0,0	0,2	0,11	0,0	0,0	
30,0	0,23	0,0	0,0	0,2	0,11	0,0	0,0	
30,0	0,23	0,0	0,0	0,2	0,11	0,0	0,0	
30,0	0,23	0,0	0,0	0,2	0,11	0,0	0,0	
30,0	0,23	0,0	0,0	0,2	0,11	0,0	0,0	

## Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato. Qf Quota inizio strato.

Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN); Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm); Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)	
1	290,0	238,0	0,6	0,35	255,33	255,33	
2	238,0	186,0	1,8	1,04	209,11	209,11	
3	186,0	134,0	3,01	1,74	158,27	158,27	
4	134,0	82,0	4,21	2,43	106,76	106,76	
5	82,0	30,0	5,41	3,12	55,04	55,04	

## CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia )

Py Peso del muro (kN); Px Forza inerziale (kN);

Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp	
238,0	0,0	5,07	85,0	264,0	
186,0	0,0	10,14	85,0	238,0	
134,0	0,0	15,21	85,0	212,0	
82,0	0,0	20,28	85,0	186,0	
30,0	0,0	25,35	85,0	160,0	

#### Sollecitazioni sul muro

 $\begin{array}{ll} Quota & Origine \ ordinata \ minima \ del \ muro \ (cm). \\ Fx & Forza \ in \ direzione \ x \ (kN); \end{array}$ 

Fy Forza in direzione y (kN); M Momento (kNm);

H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	Н	
238,0	0,6	5,42	2,75	30,0	
186,0	2,4	11,53	3,33	30,0	
134,0	5,41	18,33	5,04	30,0	
82,0	9,62	25,83	8,53	30,0	
30,0	15,03	34,02	14,42	30,0	

## Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm
Vcd	Resistenza a taglio conglomerate

Vcd Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);

Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);

Sic. VT Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).

Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT	
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	5,42	66,68	S	92,93	0,0	154,78	_
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	11,53	67,44	S	93,76	0,0	39,04	
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	18,33	68,29	S	94,68	0,0	17,52	
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	25,78	69,21	S	95,69	0,0	9,96	
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	33,94	70,22	S	96,79	0,0	6,45	

## **VERIFICHE GLOBALI**

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (110,0/0,0)Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (110,0/295,5)Centro di rotazione (xr0,yr0) = (0,0/0,0)

#### Discretizzazione terreno

Q1	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
295,5	290,0	22,56	29,0	45,0	45,0	0,0	0,0	
290,0	238,0	22,56	29,0	45,0	45,0	0,0	0,0	
238,0	186,0	22,56	29,0	45,0	45,0	0,0	0,0	
186,0	134,0	22,56	29,0	45,0	45,0	0,0	0,0	
134,0	82,0	22,56	29,0	45,0	45,0	0,0	0,0	
82,0	30,0	22,56	29,0	45,0	45,0	0,0	0,0	
30,0	0,0	22,56	29,0	45,0	30,0	0,0	0,0	

## Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 Ka Coefficiente di spinta attiva.
 Kd Coefficiente di spinta dinamica.
 Dk Coefficiente di incremento dinamico.

Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.

Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky	
45,0	0,25	0,0	0,0	0,18	0,18	0,0	0,0	
45,0	0,25	0,0	0,0	0,18	0,18	0,0	0,0	
45,0	0,25	0,0	0,0	0,18	0,18	0,0	0,0	
45,0	0,25	0,0	0,0	0,18	0,18	0,0	0,0	
45,0	0,25	0,0	0,0	0,18	0,18	0,0	0,0	
45,0	0,25	0,0	0,0	0,18	0,18	0,0	0,0	
30,0	0,23	0,0	0,0	0,2	0,11	0,0	0,0	

## Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio st	rato.
Qf	Quota inizio st	rato.

Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN); Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm); Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)	
 1	295,5	290,0	0,01	0,01	291,83	291,83	
2	290,0	238,0	0,66	0,66	256,85	256,85	
3	238,0	186,0	1,76	1,76	209,3	209,3	
4	186,0	134,0	2,86	2,86	158,34	158,34	
5	134,0	82,0	3,95	3,95	106,8	106,8	
6	82,0	30,0	5,05	5,05	55,06	55,06	
7	30,0	0,0	3,43	3,35	14,71	14,83	

#### SPINTE IN FONDAZIONE

#### Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);

Qf Quota finale strato

Gamma Peso unità di volume (KN/m³); Eps Inclinazione dello strato. (°); Fi Angolo di resistenza a taglio (°);

Delta Angolo attrito terra muro;

c Coesione (kPa);

ß Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°); Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	В	Note
30,0	0,0	22,56	209,0	45,0	30,0	0,0	180,0	

## Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.Kp Coefficiente di resistenza passiva.

Kpx, Kpy Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
210,0	1,75	-1,51	-0,87

## Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.

Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN); Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm); Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)	
1	30,0	0,0	-1,54	-0,89	10,0	10,0	

## Sollecitazioni totali

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M	
Spinta terreno	17,73	17,64	-1,96	
Peso muro	0,0	25,35	-21,55	
Peso fondazione	0,0	10,72	-5,9	
Sovraccarico	0,0	0,0	0,0	
Terr. fondazione	0,0	7,63	-8,01	
Spinte fondazione	-1,54	-0,89	-0,15	
•	16,19	60,45	-34,86	

Momento stabilizzante	-54,86	kNm
Momento ribaltante	19,99	kNm

## Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	17,73 kN
Sommatoria forze verticali	61,34 kN
Coefficiente di attrito	1,0
Adesione	0,0 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360,0 °
Forze normali al piano di scorrimento	61,34 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	17,73 kN
Resistenza terreno	62,88 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	3,55
Traslazione verificata Csd>1	

## Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-54,86 kNm	
Momento ribaltante	19,99 kNm	
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	2,74	
Muro verificato a ribaltamento Csv>1		

# Carico limite - Metodo di Vesic (1973)

Somma forze in direzione x	16,19 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	60,45 kN
Somma momenti	-34,86 kNm
Larghezza fondazione	110,0 cm
Lunghezza	100,0 cm
Eccentricità su B	2,67 cm
Peso unità di volume	$22,56 \text{ KN/m}^3$
Angolo di resistenza al taglio	45,0 °
Coesione	0,0 kPa
Terreno sulla fondazione	30,0 cm
Peso terreno sul piano di posa	$22,56 \text{ KN/m}^3$
Nq	134,87
Nc	133,87

Ng sq sc sg iq ic ig Carico limite vertic Fattore sicurezza Carico limite ver	(Csq=Qlim/Fyificato Csq>1	y)	182	1,75 1,0 1,0 1,0 0,54 0,53 0,39 9,91 kN <b>0,27</b>						
			5	7.67.am						
Ascissa centro soll Larghezza della fo				7,67 cm 10,0 cm						
x = 0.0  cm Tens x = 110.0  cm Tens	sione		46,94 62,97							
MENSOLA A VA	LLE									
Xprogr. Fx Fy M H	Forza in dir									
Xprogr.	Fx	Fy	M	Н						
70,0	-1,54	-30,49	-10,51	30,0						
Armature - Verifi	iche sezioni (S.	L.U.)								
Afi Afs Nu Mu Vcd Vwd Sic. VT Vsdu	Afi Area dei ferri inferiori.  Afs Area dei ferri superiori.  Nu Sforzo normale ultimo (kN);  Mu Momento flettente ultimo (kNm);  Vcd Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);  Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);  Sic. VT Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).									
Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT			
6Ø12 (6,79)	3Ø12 (3,39)	1,54	66,2	S	92,41	0,0	3,03			
			MENSOL	A A MONTE						
Xprogr. Fx Fy M H	Forza in dir									
Xprogr.	Fx	Fy	M	Н						
100,0	3,43	18,26	-1,8	30,0						

## Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);

Vcd Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);

Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);

Sic. VT Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).

Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT	
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	-3,52	65,57	S	91,74	0,0	5,03	

#### A2+M2+R2

#### **CALCOLO SPINTE**

#### Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);

Qf Quota finale strato

Gamma Peso unità di volume (KN/m³); Eps Inclinazione dello strato. (°); Fi Angolo di resistenza a taglio (°); Delta Angolo attrito terra muro;

c Coesione (kPa);

ß Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°); Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
290,0	238,0	22,56	29,0	38,66	30,0	0,0	0,0	
238,0	186,0	22,56	29,0	38,66	30,0	0,0	0,0	
186,0	134,0	22,56	29,0	38,66	30,0	0,0	0,0	
134,0	82,0	22,56	29,0	38,66	30,0	0,0	0,0	
82,0	30,0	22,56	29,0	38,66	30,0	0,0	0,0	

## Coefficienti di spinta ed inclinazioni

µ Angolo di direzione della spinta.
 Ka Coefficiente di spinta attiva.
 Kd Coefficiente di spinta dinamica.
 Dk Coefficiente di incremento dinamico.

Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.

Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky	
30,0	0,33	0,0	0,0	0,29	0,17	0,0	0,0	
30,0	0,33	0,0	0,0	0,29	0,17	0,0	0,0	
30,0	0,33	0,0	0,0	0,29	0,17	0,0	0,0	
30,0	0,33	0,0	0,0	0,29	0,17	0,0	0,0	
30,0	0,33	0,0	0,0	0,29	0,17	0,0	0,0	

## Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato. Qf Quota inizio strato.

Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN); Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm); Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm); Z(Rpy)

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)	
1	290,0	238,0	0,88	0,51	255,33	255,33	
2	238,0	186,0	2,64	1,52	209,11	209,11	
3	186,0	134,0	4,4	2,54	158,27	158,27	
4	134,0	82,0	6,16	3,55	106,76	106,76	
5	82,0	30,0	7,91	4,57	55,04	55,04	

## CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia )

Py Peso del muro (kN); Forza inerziale (kN); Px

Coordinate baricentro dei pesi (cm); Xp, Yp

Quota	Px	Py	Xp	Yp	
238,0	0,0	3,9	85,0	264,0	
186,0	0,0	7,8	85,0	238,0	
134,0	0,0	11,7	85,0	212,0	
82,0	0,0	15,6	85,0	186,0	
30,0	0,0	19,5	85,0	160,0	

#### Sollecitazioni sul muro

Origine ordinata minima del muro (cm). Quota Forza in direzione x (kN); Fx

Forza in direzione y (kN); Fy Momento (kNm); M

Н Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	Н	
238,0	0,88	4,41	2,42	30,0	
186,0	3,52	9,83	3,25	30,0	
134,0	7,91	16,27	5,77	30,0	
82,0	14,07	23,72	10,88	30,0	
30,0	21,99	32,19	19,49	30,0	

## Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vcd	Resistenza a taglio conglomerato Vcd (

(kN);

Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);

Sic. VT Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).

Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT	
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	4,4	66,56	S	92,8	0,0	105,63	
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	9,84	67,23	S	93,53	0,0	26,62	
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	16,33	68,04	S	94,4	0,0	11,94	
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	23,82	68,97	S	95,4	0,0	6,79	
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	32,24	70,01	S	96,55	0,0	4,4	

#### **VERIFICHE GLOBALI**

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (110,0/0,0)Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (110,0/295,5)Centro di rotazione (xr0,yr0) = (0,0/0,0)

#### Discretizzazione terreno

Q1	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	ß	Note
295,5	290,0	22,56	29,0	38,66	38,66	0,0	0,0	
290,0	238,0	22,56	29,0	38,66	38,66	0,0	0,0	
238,0	186,0	22,56	29,0	38,66	38,66	0,0	0,0	
186,0	134,0	22,56	29,0	38,66	38,66	0,0	0,0	
134,0	82,0	22,56	29,0	38,66	38,66	0,0	0,0	
82,0	30,0	22,56	29,0	38,66	38,66	0,0	0,0	
30,0	0,0	22,56	29,0	38,66	30,0	0,0	0,0	

## Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 Ka Coefficiente di spinta attiva.
 Kd Coefficiente di spinta dinamica.
 Dk Coefficiente di incremento dinamico.

Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.

Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky	
38,66	0,35	0,0	0,0	0,27	0,22	0,0	0,0	
38,66	0,35	0,0	0,0	0,27	0,22	0,0	0,0	
38,66	0,35	0,0	0,0	0,27	0,22	0,0	0,0	
38,66	0,35	0,0	0,0	0,27	0,22	0,0	0,0	
38,66	0,35	0,0	0,0	0,27	0,22	0,0	0,0	
38,66	0,35	0,0	0,0	0,27	0,22	0,0	0,0	
30,0	0,33	0,0	0,0	0,29	0,17	0,0	0,0	

## Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.

Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN); Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm); Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)	
1	295,5	290,0	0,01	0,01	291,83	291,83	
2	290,0	238,0	1,02	0,81	256,85	256,85	
3	238,0	186,0	2,69	2,15	209,3	209,3	
4	186,0	134,0	4,37	3,49	158,34	158,34	
5	134,0	82,0	6,04	4,84	106,8	106,8	
6	82,0	30,0	7,72	6,18	55,06	55,06	
7	30,0	0,0	5,23	4,12	14,72	14,79	

#### SPINTE IN FONDAZIONE

#### Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);

Qf Quota finale strato

Gamma Peso unità di volume (KN/m³); Eps Inclinazione dello strato. (°); Fi Angolo di resistenza a taglio (°); Delta Angolo attrito terra muro;

c Coesione (kPa);

ß Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°); Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	В	Note
30,0	0,0	22,56	209,0	38,66	30,0	0,0	180,0	

## Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.Kp Coefficiente di resistenza passiva.

Kpx, Kpy Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

## Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato. Of Quota inizio strato.

Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN); Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)	
1	30,0	0,0	-1,14	-0,66	10,0	10,0	

# Sollecitazioni totali

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
N	Mamanta (IrNim)

M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	27,08	21,6	2,9
Peso muro	0,0	19,5	-16,57
Peso fondazione	0,0	8,25	-4,54
Sovraccarico	0,0	0,0	0,0
Terr. fondazione	0,0	5,87	-6,16
Spinte fondazione	-1,14	-0,66	-0,11
	25,94	54,55	-22,14
Momento stabilizzante	-51,03	kNm	
Momento ribaltante	28,89	kNm	
111011101110 11041141110	20,07	KINIII	
Verifica alla traslazione	20,07	KINIII	
Verifica alla traslazione	20,07		
Verifica alla traslazione  Sommatoria forze orizzontali	20,07	27,08 kN 55,21 kN	
Verifica alla traslazione  Sommatoria forze orizzontali Sommatoria forze verticali	20,07	27,08 kN	
Verifica alla traslazione  Sommatoria forze orizzontali Sommatoria forze verticali Coefficiente di attrito	20,07	27,08 kN 55,21 kN	
Verifica alla traslazione  Sommatoria forze orizzontali Sommatoria forze verticali Coefficiente di attrito Adesione	20,07	27,08 kN 55,21 kN 0,8	
Verifica alla traslazione  Sommatoria forze orizzontali Sommatoria forze verticali Coefficiente di attrito Adesione Angolo piano di scorrimento	,	27,08 kN 55,21 kN 0,8 0,0 kPa	
Verifica alla traslazione  Sommatoria forze orizzontali Sommatoria forze verticali Coefficiente di attrito Adesione Angolo piano di scorrimento Forze normali al piano di scor	rimento	27,08 kN 55,21 kN 0,8 0,0 kPa -360,0 °	
Verifica alla traslazione  Sommatoria forze orizzontali Sommatoria forze verticali Coefficiente di attrito Adesione Angolo piano di scorrimento Forze normali al piano di scorr Forze parall. al piano di scorri	rimento	27,08 kN 55,21 kN 0,8 0,0 kPa -360,0 ° 55,21 kN	
	rimento mento	27,08 kN 55,21 kN 0,8 0,0 kPa -360,0 ° 55,21 kN 27,08 kN	

Momento stabilizzante	-51,03 kNm	
Momento ribaltante	28,89 kNm	
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	1,77	
Muro verificato a ribaltamento Csv>1		

# Carico limite - Metodo di Vesic (1973)

Somma forze in direzione x	25,94 kN	
Somma forze in direzione y (Fy)	54,55 kN	
Somma momenti	-22,14 kNm	
Larghezza fondazione	110,0 cm	
Lunghezza	100,0 cm	
Eccentricità su B	14,42 cm	
Peso unità di volume	$22,56 \text{ KN/m}^3$	
Angolo di resistenza al taglio	38,66 °	
Coesione	0,0 kPa	
Terreno sulla fondazione	30,0 cm	
Peso terreno sul piano di posa	22,56 KN/m³	
Nq	53,44	
Nc	65,55	
Ng	87,11	

sq sc sg iq ic ig Carico limite vertic Fattore sicurezza Carico limite ver	(Csq=Qlim/Fy	·)	17	1,0 1,0 1,0 0,28 0,26 0,14 4,18 kN <b>3,19</b>			
Tensioni sul terre	no						
Ascissa centro soll Larghezza della fo				0,58 cm 10,0 cm			
x = 0.0  cm Tensione x = 110.0  cm Tensione			88,59 10,6	kPa kPa			
MENSOLA A VA	LLE						
Xprogr. Fx Fy M H	Forza in dir						
Xprogr.	Fx	Fy	M	Н			
70,0	-1,14	-40,05	-16,2	30,0			
Armature - Verifi	iche sezioni (S.1	L.U.)					
Afi Afs Nu Mu Vcd Vwd Sic. VT Vsdu	Momento fl Resistenza a Resistenza a	ri superiori. nale ultimo (kN ettente ultimo ( a taglio conglon a taglio piegati ( urezza Taglio (V	kNm); nerato Vcd (k (kN);	(N); sdu (Verificato :	se >=1).		
Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Ved	Vwd	Sic. VT
6Ø12 (6,79)	3Ø12 (3,39)	1,19	66,16	S	92,36	0,0	2,31
			MENSOL	A A MONTE			
Xprogr. Fx Fy M H	Forza in dir						
Xprogr.	Fx	Fy	M	Н			
100,0	5,23	26,8	-2,44	30,0			

## Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

inferiori.
superiori.
le ultimo (kN);
tente ultimo (kNm)

Vcd Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);

Resistenza a taglio piegati (kN); Vwd

Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1). Sic. VT

Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT	
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	-5,25	65,35	S	91,5	0,0	3,42	

## **EQU+M2** (Ribaltamento)

#### CALCOLO SPINTE

## Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
	D '43 1' 1 /TZXI/

Peso unità di volume (KN/m³); Gamma Inclinazione dello strato. (°); Eps Fi Angolo di resistenza a taglio (°); Delta Angolo attrito terra muro;

Coesione (kPa); c

Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°); ß Nelle note viene riportata la presenza della falda Note

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	В	Note
290,0	238,0	22,56	29,0	38,66	30,0	0,0	0,0	
238,0	186,0	22,56	29,0	38,66	30,0	0,0	0,0	
186,0	134,0	22,56	29,0	38,66	30,0	0,0	0,0	
134,0	82,0	22,56	29,0	38,66	30,0	0,0	0,0	
82,0	30,0	22,56	29,0	38,66	30,0	0,0	0,0	

## Coefficienti di spinta ed inclinazioni

Angolo di direzione della spinta. μ Ka Coefficiente di spinta attiva. Coefficiente di spinta dinamica. Kd Coefficiente di incremento dinamico. Dk

Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva. Kax, Kay

Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky	
30,0	0,33	0,0	0,0	0,29	0,17	0,0	0,0	
30,0	0,33	0,0	0,0	0,29	0,17	0,0	0,0	
30,0	0,33	0,0	0,0	0,29	0,17	0,0	0,0	
30,0	0,33	0,0	0,0	0,29	0,17	0,0	0,0	
30,0	0,33	0,0	0,0	0,29	0,17	0,0	0,0	

## Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato. Qf Quota inizio strato.

Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN); Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm); Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)	
1	290,0	238,0	0,97	0,56	255,33	255,33	
2	238,0	186,0	2,9	1,68	209,11	209,11	
3	186,0	134,0	4,84	2,79	158,27	158,27	
4	134,0	82,0	6,77	3,91	106,76	106,76	
5	82,0	30,0	8,71	5,03	55,04	55,04	

## CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzia)

Py Peso del muro (kN); Px Forza inerziale (kN);

Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
238,0	0,0	3,51	85,0	264,0
186,0	0,0	7,02	85,0	238,0
134,0	0,0	10,53	85,0	212,0
82,0	0,0	14,04	85,0	186,0
30,0	0,0	17,55	85,0	160,0

#### Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm). Fx Forza in direzione x (kN);

Fy Forza in direzione y (kN);

M Momento (kNm);

H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	Н		
238,0	0,97	4,07	1,88	30,0		
186,0	3,87	9,25	2,81	30,0		
134,0	8,71	15,56	5,57	30,0		
82,0	15,48	22,97	11,19	30,0		
30,0	24,18	31,51	20,67	30,0		

## Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm
Vcd	Resistenza a taglio conglomerat

Vcd Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);

Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);

Sic. VT Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).

Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	4,06	66,51	S	92,75	0,0	95,98
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	9,17	67,15	S	93,45	0,0	24,18
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	15,56	67,94	S	94,3	0,0	10,84
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	22,94	68,86	S	95,3	0,0	6,16
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	31,6	69,93	S	96,46	0,0	3,99

#### **VERIFICHE GLOBALI**

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (110,0/0,0)Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (110,0/295,5)Centro di rotazione (xr0,yr0) = (0,0/0,0)

### Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
Gamma	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
ß	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	В	Note
295,5	290,0	22,56	29,0	38,66	38,66	0,0	0,0	
290,0	238,0	22,56	29,0	38,66	38,66	0,0	0,0	
238,0	186,0	22,56	29,0	38,66	38,66	0,0	0,0	
186,0	134,0	22,56	29,0	38,66	38,66	0,0	0,0	
134,0	82,0	22,56	29,0	38,66	38,66	0,0	0,0	
82,0	30,0	22,56	29,0	38,66	38,66	0,0	0,0	
30,0	0,0	22,56	29,0	38,66	30,0	0,0	0,0	

# Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kay Kay	Componenti secondo y e y del coefficien

Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.

Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky	
38,66	0,35	0,0	0,0	0,27	0,22	0,0	0,0	
38,66	0,35	0,0	0,0	0,27	0,22	0,0	0,0	
38,66	0,35	0,0	0,0	0,27	0,22	0,0	0,0	
38,66	0,35	0,0	0,0	0,27	0,22	0,0	0,0	
38,66	0,35	0,0	0,0	0,27	0,22	0,0	0,0	
38,66	0,35	0,0	0,0	0,27	0,22	0,0	0,0	
30,0	0,33	0,0	0,0	0,29	0,17	0,0	0,0	

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio	strato.
Qf	Quota inizio	strato.

Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN); Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm); Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm); Z(Rpy)

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)	
1	295,5	290,0	0,01	0,01	291,83	291,83	
2	290,0	238,0	1,12	0,89	256,85	256,85	
3	238,0	186,0	2,96	2,37	209,3	209,3	
4	186,0	134,0	4,81	3,84	158,34	158,34	
5	134,0	82,0	6,65	5,32	106,8	106,8	
6	82,0	30,0	8,49	6,79	55,06	55,06	
7	30,0	0,0	5,75	4,53	14,72	14,79	

#### SPINTE IN FONDAZIONE

#### Discretizzazione terreno

Oi Quota iniziale strato (cm);

Qf Quota finale strato

Peso unità di volume (KN/m³); Gamma Eps Inclinazione dello strato. (°); Fi Angolo di resistenza a taglio (°);

Delta Angolo attrito terra muro;

Coesione (kPa); c

ß Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°); Nelle note viene riportata la presenza della falda Note

	Qi	Qf	Gamma	Eps	Fi	Delta	c	В	Note
_	30,0	0,0	22,56	209,0	38,66	30,0	0,0	180,0	

## Coefficienti di spinta ed inclinazioni

Angolo di direzione della spinta. μ Κp

Coefficiente di resistenza passiva.

Kpx, Kpy Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
210,0	1,3	-1,12	-0,65

## Spinte risultanti e punto di applicazione

Quota inizio strato. Qi Qf Quota inizio strato.

Componenti della spinta nella zona j-esima (kN); Rpx, Rpy Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm); Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm); Z(Rpy)

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)	
1	30,0	0,0	-1,14	-0,66	10,0	10,0	

Sollecitazioni totali

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm):

M Momen	nto (kNm);		
	Fx	Fy	M
Spinta terreno	29,79	23,76	3,19
Peso muro	0,0	17,55	-14,92
Peso fondazione	0,0	7,42	-4,08
Sovraccarico	0,0	0,0	0,0
Terr. fondazione	0,0	5,87	-6,16
Spinte fondazione	-1,14	-0,66	-0,11
	28,65	53,94	-20,28
Momento stabilizzante	-51,29	kNm	
Momento ribaltante	31,01	kNm	
Verifica alla traslazione			
Sommatoria forze orizzontali		29,79 kN	
Sommatoria forze verticali		54,6 kN	
Coefficiente di attrito		0,8	
Adesione		0,0 kPa	
Angolo piano di scorrimento		-360,0 °	
Forze normali al piano di scor	rimento	54,6 kN	
Forze parall. al piano di scorri	imento	29,79 kN	
Resistenza terreno		44,82 kN	
Coeff. sicurezza traslazione	Csd	1,5	
Traslazione verificata Csd>1	1	•	
Verifica al ribaltamento			

Momento stabilizzante	-51,29 kNm	
Momento ribaltante	31,01 kNm	
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	1,65	
Muro verificato a ribaltamento Csv>1		

# Carico limite - Metodo di Vesic (1973)

Somma forze in direzione x	28,65 kN	
Somma forze in direzione y (Fy)	53,94 kN	
Somma momenti	-20,28 kNm	
Larghezza fondazione	110,0 cm	
Lunghezza	100,0 cm	
Eccentricità su B	17,4 cm	
Peso unità di volume	22,56 KN/m <sup>3</sup>	
Angolo di resistenza al taglio	38,66 °	
Coesione	0,0 kPa	
Terreno sulla fondazione	30,0 cm	
Peso terreno sul piano di posa	22,56 KN/m <sup>3</sup>	
Nq	53,44	
Nc	65,55	
Ng	87,11	
sq	1,0	
•	•	

sc sg iq ic ig Carico limite verti Fattore sicurezza Carico limite ver	a (Csq=Qlim/F	y)	11	1,0 1,0 0,22 0,2 0,1 7,06 kN <b>2,17</b>			
Tensioni sul terre	eno						
Ascissa centro soll Larghezza della fo				37,6 cm 10,0 cm			
x = 0.0  cm Tens x = 110.0  cm Tens	sione		95,58 2,49	kPa kPa			
MENSOLA A VA	ALLE						
Xprogr. Fx Fy M H	Forza in dir						
Xprogr.	Fx	Fy	M	Н			
70,0	-1,14	-42,11	-17,31	30,0			
Armature - Verif	iche sezioni (S.	L.U.)					
Afi Afs Nu Mu Vcd Vwd Sic. VT Vsdu	Sforzo norr Momento f Resistenza Resistenza Misura Sicu	rri superiori. nale ultimo (kN lettente ultimo a taglio conglo: a taglio piegati	(kNm); merato Vcd (k (kN);	kN); sdu (Verificato	se >=1).		
Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Ved	Vwd	Sic. VT
6Ø12 (6,79)	3Ø12 (3,39)	1,19	66,16	S	92,36	0,0	2,2
			MENSOL	A A MONTE			
Xprogr. Fx Fy M H	Forza in dir						
Xprogr.	Fx	Fy	M	Н			

100,0 5,75 29,62 -2,69 30,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);

Vcd Resistenza a taglio conglomerato Vcd (kN);

Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);

Sic. VT Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).

Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vcd	Vwd	Sic. VT	
3Ø12 (3,39)	6Ø12 (6,79)	-5,68	65,3	S	91,42	0,0	3,09	

# Piano di Manutenzione

Piano di manutenzione dell'opera e delle sue parti, secondo il D.P.R. 554/99 e le N.T.C. 2008. Il manuale d'uso, il manuale di manutenzione ed il programma di manutenzione previsti dal decreto legislativo vengono sviluppati tenendo anche in considerazione i criteri dettati dalle norme *UNI*.

- 1. Il piano di manutenzione è il documento complementare al progetto esecutivo che prevede, pianifica e programma, tenendo conto degli elaborati progettuali esecutivi effettivamente realizzati, l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico.
- 2. Il piano di manutenzione assume contenuto differenziato in relazione all'importanza e alla specificità dell'intervento, ed è costituito dai seguenti documenti operativi:
  - a) il manuale d'uso;
  - b) il manuale di manutenzione;
  - c) il programma di manutenzione;

Trattandosi nel caso specifico della progettazione di Opere di Sostegno con struttura in cemento armato, nel seguito si farà riferimento a questa particolare tipologia di opera, fornendo le indicazioni necessarie per una corretta manutenzione edile.

## Manuale d'Uso

Il manuale d'uso si riferisce all'uso delle parti più importanti del bene, ed in particolare degli impianti tecnologici. Il manuale contiene l'insieme delle informazioni atte a permettere all'utente di conoscere le modalità di fruizione del bene, nonché tutti gli elementi necessari per limitare quanto più possibile i danni derivanti da un'utilizzazione impropria, per consentire di eseguire tutte le operazioni atte alla sua conservazione che non richiedono conoscenze specialistiche e per riconoscere tempestivamente fenomeni di deterioramento anomalo al fine di sollecitare interventi specialistici.

## Il manuale d'uso contiene le seguenti informazioni:

#### Collocazione

L'intervento in esame prevede la costruzione di un'Opera di Sostegno, ubicato nel comune di **ALES** Riguardo alla tipologia dell'opera, si è scelto di realizzare un tipo di muro a: **Muro a mensola** 

#### Descrizione

Le Opere di Sostegno hanno la funzione di contrastare la spinta del terreno, di sostenere un fronte di terreno instabile quando quest'ultimo non si può disporre secondo la pendenza di natural declivio.

La scelta della tipologia di opera adottata è stata effettuata secondo dei requisiti di funzionalità e delle caratteristiche meccaniche del terreno, delle sue condizioni di stabilità, di quella dei materiali di riporto, dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari, quali rinforzi, drenaggi, tiranti ed ancoraggi, e delle fasi costruttive.

E' necessario che sia garantita la sicurezza, dell'opera con adeguati margini di sicurezza, nelle diverse combinazioni di carico delle azioni, anche nel caso di parziale perdita d'efficacia di questi particolari dispositivi.

Nei muri di sostegno, il terreno di riempimento a tergo del muro deve essere posto in opera con opportuna tecnica di costipamento e deve avere una opportuna granulometria, in modo da consentire drenaggio efficiente.

E' consentito l'utilizzo di geotessili, da interporre tra il terreno in sede e quello di riempimento, con funzione di separazione e filtrazione.

#### Rappresentazione grafica

Per i dettagli tecnici fare riferimento alle tavole allegate.

#### Modalità di uso corretto

Non è consentito apportare modifiche o comunque compromettere l'integrità delle strutture per nessun motivo. Occorre controllare periodicamente il grado di usura delle parti a vista, al fine di riscontrare eventuali anomalie, come presenza di lesioni, rigonfiamenti, avallamenti, fessurazioni, disgregazioni, distacchi, riduzione del copriferro e relativa esposizione a processi di corrosione dei ferri d'armatura. In caso di accertata anomalia occorre consultare al più presto un tecnico abilitato.

#### Manuale di Manutenzione

Il manuale di manutenzione si riferisce alla manutenzione delle parti più importanti del bene ed in particolare degli impianti tecnologici. Esso fornisce, in relazione alle diverse unità tecnologiche, alle caratteristiche dei materiali o dei componenti interessati, le indicazioni necessarie per la corretta manutenzione nonché per il ricorso ai centri di assistenza o di servizio. Il manuale di manutenzione contiene le seguenti informazioni:

#### Risorse necessarie per l'intervento manutentivo

Per eseguire le manutenzioni, contemplate nel presente piano di manutenzione dell'opera, occorre affidarsi ad idonea impresa edile.

## Livello minimo delle prestazioni

Le strutture in c.a. devono garantire la durabilità nel tempo in funzione della classe di esposizione prevista in fase di progetto, in modo da garantire la giusta resistenza alle diverse sollecitazioni di esercizio previste in fase di progettazione. Esse devono garantire stabilità, resistenza e durabilità nel tempo. Gli elementi strutturali non dovranno presentare fessurazioni o altre alterazioni superficiali. Per i livelli minimi prestazionali si rimanda alle norme vigenti in materia al momento della progettazione.

#### Anomalie riscontrabili:

Cedimenti: cedimenti dovute a cause diverse, talvolta con manifestazioni dell'abbassamento del piano di imposta della fondazione.

**Lesioni:** si manifestano con l'interruzione del tessuto murario. Le caratteristiche e l'andamento ne caratterizzano l'importanza ed il tipo.

**Fessurazioni:** presenza di rotture singole, ramificate, ortogonali o parallele all'armatura, che possono interessare l'intero spessore dell'elemento strutturale (parete di elevazione, mensola di fondazione, pali, tiranti, etc.), e comportare lo spostamento reciproco delle parti.

**Umidità:** presenza di umidità dovuta spesso a risalita capillare con comparsa di macchie dovute ad assorbimento di acqua.

**Erosione superficiale:** asportazione di materiale dalla superficie, dovuta a processi di natura diversa. Quando siano note le cause del degrado, possono essere utilizzati anche termini come: erosione per abrasione (cause meccaniche), erosione per corrosione (cause chimiche e biologiche), erosione per usura (cause antropiche).

**Esposizione dei ferri di armatura:** distacchi di parte di calcestruzzo superficiale (copriferro) ed esposizione dei relativi ferri di armatura a fenomeni di corrosione, per l'azione degli agenti atmosferici.

**Patina biologica:** strato sottile, morbido ed omogeneo, aderente alla superficie e di evidente natura biologica, di colore variabile, per lo più verde. La patina biologica è costituita prevalentemente da microrganismi cui possono aderire polvere e terriccio.

### Manutenzioni eseguibili direttamente dall'utente

Nessuna manutenzione può essere eseguita direttamente dall'utente, se non i controlli a vista dello stato di conservazione del manufatto, trattandosi di lavori da affidare a impresa edile. In particolare, potrà

essere individuata l'eventuale presenza di processi di corrosione con progressiva riduzione del copriferro, o la comparsa di lesioni e fessurazioni.

## Manutenzioni eseguibili a cura di personale specializzato

In seguito alla comparsa di segni di cedimenti strutturali (lesioni, fessurazioni, rotture), occorrerà consultare tecnici qualificati, per effettuare accurati accertamenti per la diagnosi e la verifica delle strutture. Una volta individuate la causa/effetto del dissesto, occorrerà procedere al consolidamento delle parti necessarie, a secondo del tipo di dissesto riscontrato.

## Programma di Manutenzione

Il programma di manutenzione prevede un sistema di controlli e di interventi da eseguire, a cadenze temporalmente o programmate al fine di una corretta gestione del bene e delle sue parti nel corso degli anni. Esso si articola secondo tre sottoprogrammi:

#### Sottoprogramma delle Prestazioni

Il sottoprogramma delle Prestazioni prende in considerazione, per ciascuna classe di requisito di seguito riportata, le prestazioni fornite dall'opera nel corso del suo ciclo di vita.

#### Stabilità

Le opere di sostegno dei terreni, sotto l'effetto di carichi statici, dinamici e variabili devono assicurare stabilità e resistenza. Deve essere assicurata la stabilità rispetto a tutti i meccanismi di stato limite, quali, scorrimento sul piano di posa, ribaltamento, rottura per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

Le strutture di fondazione devono essere in grado di contrastare le eventuali manifestazioni di deformazioni e cedimenti rilevanti, dovuti all'azione di sollecitazioni, quali ad esempio carichi e forze sismiche. I cedimenti al di sotto della fondazione dell'opera devono essere controllati, considerando un adeguato spessore di terreno.

In presenza di costruzioni preesistenti, interagenti con l'opera di sostegno, il comportamento di quest'ultima deve garantirne i previsti livelli di funzionalità e stabilità. In particolare, si devono valutare gli spostamenti del terreno a tergo dell'opera e verificare la loro compatibilità con le condizioni di sicurezza e funzionalità delle costruzioni preesistenti.

## Sottoprogramma dei Controlli

Il sottoprogramma dei Controlli definisce il programma delle verifiche e dei controlli, al fine di rilevare il livello prestazionale (qualitativo e quantitativo) nei successivi momenti della vita dell'opera. Per i controlli di seguito riportati è previsto, esclusivamente, un tipo di controllo a vista.

### Controllo della integrità delle opere in c.a.

Il controllo dell'integrità delle opere in c.a., va eseguito individuando la presenza di eventuali anomalie come: fessurazioni, disgregazioni, distacchi, riduzione del copriferro e relativa esposizione a processi di corrosione dei ferri d'armatura. Frequenza del controllo: annuale.

#### Verifica dello stato del calcestruzzo

La verifica dello stato del calcestruzzo, va effettuato controllando il degrado e/o eventuali processi di carbonatazione. Frequenza del controllo: annuale.

## Controllo delle parti in vista dell'opera

Le parti in vista dell'opera, vanno controllate al fine di ricercare eventuali anomalie che possano anticipare l'insorgenza di fenomeni di dissesto e/o cedimenti strutturali (fessurazioni, lesioni, ecc.). Frequenza del controllo: annuale.

# Controlli strutturali dettagliati

Controlli strutturali approfonditi vanno effettuati in occasione di manifestazioni e calamità naturali (sisma, nubifragi,ecc.) o manifestarsi di smottamenti circostanti. Frequenza del controllo: all'occorrenza.

## Sottoprogramma degli Interventi di Manutenzione

Il sotto programma degli interventi di manutenzione, riporta in ordine temporale i differenti interventi di manutenzione, al fine di fornire le informazioni per una corretta conservazione del bene. Nel caso delle Opere di Sostegno si prevedono i seguenti interventi:

## Interventi sull'opera

Gli interventi riparativi dovranno effettuarsi a secondo del tipo di anomalia riscontrata e previa diagnosi delle cause del difetto accertato. La diagnosi deve essere resa dal tecnico abilitato che riporterà, in elaborati esecutivi, gli interventi necessari. Frequenza del controllo: all'occorrenza.

#### Consolidamento dell'opera

Consolidamento dell'opera, in seguito ad eventi straordinari (dissesti, cedimenti) o a cambiamenti di destinazione o dei sovraccarichi. Anche tale intervento va progettato da tecnico abilitato ed eseguito da impresa idonea. Frequenza del controllo: all'occorrenza.

Il programma di manutenzione, il manuale d'uso ed il manuale di manutenzione redatti in fase di progettazione sono sottoposti a cura del direttore dei lavori, al termine della realizzazione dell'intervento, al controllo ed alla verifica di validità, con gli eventuali aggiornamenti resi necessari dai problemi emersi durante l'esecuzione dei lavori.

Il Tecnico
ING MARCELLO SOPPELSA

# MICROPALI DI FONDAZIONE

#### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

**Eurocodice 8**: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

#### Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4}\phi + 10$$
 nei pali infissi  
 $\phi' = \phi - 3^{\circ}$  nei pali trivellati

dove  $\phi$  è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con  $\phi$  il parametro di resistenza scelto.te.

Ai fini del calcolo, il carico limite  $Q_{lim}$  viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta  $Q_p$  e la resistenza laterale  $Q_l$ .

#### Resistenza unitaria alla punta

## Formula di Terzaghi

dove:

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_{p} = c \times N_{c} \times s_{c} + \gamma \times L \times N_{q} + 0.5 \times \gamma \times D \times N_{\gamma} \times s_{\gamma}$$

$$N_{q} = \frac{a^{2}}{2\cos^{2}(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2)\tan\phi}$$

$$N_{c} = (N_{q} - 1)\cot\phi$$

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

## Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a  $\gamma D$ , e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B; di ciò tiene conto il coefficiente N<sub>q</sub>, che quindi è funzione decrescente di D/B.

La resistenza unitaria  $Q_p$  alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito ( $\phi$ ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \times N_C + \gamma \times L \times N_q$$

Avendo indicato con:

 $\gamma$  peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

 $N_C e N_q$  sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

#### Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo *Vesic* i coefficienti di capacità portante  $N_q$  e  $N_c$  si possono calcolare come segue:

$$N_{q} = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[ \left( \frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^{2} \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi)/[3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto  $I_{rr}$  nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica  $\varepsilon_V$ .

L'indice di rigidezza  $I_r$  si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo il suolo si trova in uno stato addensato, il termine  $\varepsilon_V$  può essere assunto pari a zero e si ottiene  $I_{TT}=I_T$ 

E' possibile fare una stima di  $I_r$  con i valori seguenti:

TERRENO	Ir
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine  $N_{\mathcal{C}}$  della capacità portante viene calcolato:

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

Quando  $\phi = 0$  (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (1nI_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

#### Metodo di Janbu

Janbu calcola  $N_q$  (con l'angolo  $\psi$  espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi}\right)^2 \exp\left(2\psi \tan \phi\right)$$

 $N_{\mathcal{C}}$  si può ricavare dalla (a) quando  $\phi > 0$ .

Per  $\phi = 0$  si usa  $N_c = 5.74$ 

### Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B, quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori L/D>1:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$
  
 $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$ 

*Nel caso*  $\phi = 0$ 

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_{\mathcal{C}}$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

*Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando \phi = 0.* 

Fattore di forma:

$$s_{c} = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_{c} = 1 + \frac{N_{q}}{N_{c}} \frac{D}{L}$$

$$s_{q} = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_{q} = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_{q} = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$\begin{split} d_c^{'} &= 0.4k \\ d_c &= 1 + 0.4k \\ d_q &= 1 + 2\tan\phi(1 - \sin\phi)k \\ d_{\gamma} &= 1 \quad \text{per qual sias i} \kappa \\ k &= \tan^{-1}\frac{L}{D} \quad \text{se} \frac{L}{D} > 1 \end{split}$$

#### Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo A, proposto da *Tomlinson (1971)*; la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot Al \cdot f_w$$

Al = superficie laterale del palo;

 $f_W$  = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

 $c = valore \ medio \ della \ coesione \ (o \ della \ resistenza \ a \ taglio \ in \ condizioni \ non \ drenate);$ 

 $\sigma$  = pressione verticale efficace del terreno;

K= coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K			
	Terreno sciolto	Terreno denso		
Acciaio	0.5	1		
Calcestr. Pref.	1	2		
Legno	1	3		

Per pali trivellati

$$K = 1 - sen\phi$$

 $\delta$  = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \phi$$

 $\alpha$  = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

## Pali trivellati:

Caquot – Kerisel 
$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

$$\textit{Meyerhof-Murdock (1963)} \qquad \qquad \alpha = 1 - 0.1 \cdot c \ \text{per c} < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \text{ per } c \ge 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966) 
$$\alpha = 0.9 \text{ per c} < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \text{ per } 2.5 \le c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ per } 5 \leq c \ \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \text{ per c} > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)  $\alpha = 0.9 \text{ per c} < 4 \text{ t/m}^2$   $\alpha = 0.6 \text{ per } 4 \le c < 8 \text{ t/m}^2$   $\alpha = 0.5 \text{ per } 8 \le c < 12 \text{ t/m}^2$   $\alpha = 0.4 \text{ per } 12 \le c \le 20 \text{ t/m}^2$   $\alpha = 0.20 \text{ per c} > 20 \text{ t/m}^2$ 

#### Pali infissi

Coefficiente a per palo infisso	
$2.5 \le c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \le c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \le c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \le c < 20$	$\alpha = 0.40$
c ≥ 20	$\alpha = 0.30$

#### Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

#### Fattore di correzione in condizioni sismiche.

#### Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

#### Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = arctg\left(\frac{A_{\text{max}}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove  $A_{max}$  è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Qlim*.

Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

#### Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie *i* per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j-esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

 $\tau_i$  = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

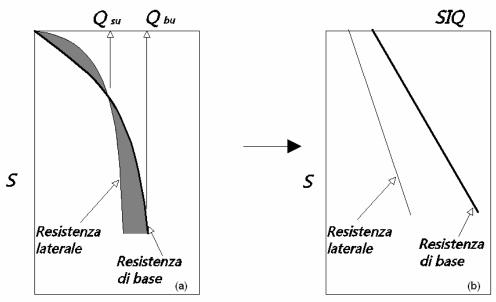
B = Diametro del palo

 $I_{i,j}$  = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando  $W_{i,j}$  per tutte le j aree

### Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Qsu) e la *resistenza di base ultima* (Qbu) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (Terzaghi, 1943). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo  $Q_{SU}$ . In particolare se  $Q \leq Q_{SU}$  la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4}{\pi} \frac{Q(L_o + K_e L_a)}{d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che  $Q > Q_{su}$  bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_{e} = \frac{4}{\pi} \frac{1}{d_{s}^{2} E_{c}} [Q(L_{o} + L_{a}) - L_{a} Q_{su} (1 - k_{e})]$$

I parametri della formula sono:

- $d_s$ : diametro testa del palo.
- $E_c$ : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di  $E_c = 26 \cdot 10^6 kN/m^2$  per calcestruzzo con forza specifica di  $20 N/mm^2$  e il valore di
- $E_c = 40 \cdot 10^6 kN/m^2 \text{ per calcestruzzo da} 40 N/mm^2.$
- L<sub>o</sub>: lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- L<sub>a</sub>: lunghezza attiva del palo.
- $k_e$ : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva  $L_a$ . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo  $L_a$  oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M<sub>S</sub>: fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- d<sub>s</sub>: diametro testa.
- $Q_s$ : attrito.
- $Q_{su}$ : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6Q_{bu}Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

• d<sub>b</sub>: diametro della base del palo.

• *Q<sub>b</sub>*: resistenza alla base.

• Q<sub>bu</sub>: resistenza ultima alla base

•  $E_b$ : modulo di taglio corrispondente a  $Q_{bu}/4$ 

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza  $S_s = S_b$  e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

$$f = \eta(Q - \alpha) - \beta$$

$$g = Q(\delta + \lambda \eta) - \alpha \delta - \beta \lambda$$

$$h = \lambda \delta Q$$

$$\alpha = Q_{su}$$

$$\beta = d_b E_b Q_{bu}$$

$$\lambda = M_s d_s$$

$$\delta = 0.6Q_{bu}$$

$$\eta = d_b E_b$$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno  $^{E_b}$  al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di  $^{E_b}$ da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

### CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore  $M_{\rm V}$  di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

 $c_u$  = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_D \gamma zB$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

 $K_p$  = Coefficiente di spinta passiva;

 $\gamma$  = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

#### Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: Metodo degli elementi finiti.

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con P la matrice delle forze nodali esterne, con F quella delle forze interne e con A la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$P = AF$$

Gli spostamenti interni e (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni X (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$e = BX$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne F sono legate agli spostamenti interni e dalla seguente espressione:

$$F = Se$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = SATX$$

e quindi

$$P = AF = A SA^{T}X$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice A SAT si ricava l'espressione degli spostamenti esterni X:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A} \mathbf{S} \mathbf{A}^{\mathbf{T}})^{-1} \mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti X è possibile ricavare le forze interne F necessarie per il progetto della struttura.

La matrice  $\mathbf{A} \ \mathbf{S} \mathbf{A}^T$  è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_S = A_S + B_S Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il  $\mathbf{k}_{S}$  con la profondità, nella forma:

$$k_S = A_S + B_S tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di  $A_S$  e  $B_SZ^n$  sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi  $s_i$ ,  $d_i$ , e  $i_i$  pari a 1:

$$k_S = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma BN_{\gamma})$$

$$BsZn = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove C = 40 è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

#### Premessa:

Il dimensionamento dei micropali è stato effettuato nelle condizioni di massima sicurezza considerando il plinto con maggiore sollecitazione (28 t) e ipotizzando il calcolo del micropalo nelle ipotesi di cui alla stratigrafia più sfavorevole. Come da elaborati si prevede la realizzazione di un reticolo di micropali ( quattro per plinto) opportunamente collegati ai plinti mediante cordolo in CCA delle dimensioni non inferiore a cm 50x40;

## Dati generali...

\_\_\_\_\_\_

Descrizione ALES PALO DI PICCOLO DIAMETRO "A" Diametro punta 0,17 mLunghezza 9,60 m Tipo Trivellato Sporgenza dal terreno 0,40 m Portanza di punta calcolata con: Terzaghi Profondità falda da piano campagna 20,00 m Calcestruzzo tipo 1 Acciaio tipo 6

## Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe	fck,cubi	Ec	fck	fcd	fctd	fctm
	calcestruzzo	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,3	22,1
2	C25/30	300	314700	250	141,6	11,9	25,6
3	C28/35	350	323000	280	158,6	12,8	27,6
4	C40/50	500	352200	400	198,3	14,9	32

### Acciai:

Nr.	Classe	Es	fyk	fyd	ftk	ftd	ep_tk	epd_ult	ß1*ß2	ß1*ß2
	acciaio	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]			iniz.	finale
1	B450C	2000000	4500	3913	5400	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4583	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2100000	2400	2087	3600	2087	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2100000	2800	2435	4300	2435	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2100000	3600	3130	5100	3600	0,012	0,01	1	0,5

## Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente di adesione dell'attrito laterale lungo il fusto.. Vs: Velocità onde di taglio.

# Strat. Nr. 1

Strat.	Mr.	1									
Nr.		Hs	Peso	Peso	c	Fi	Attrito	Alfa	Modulo	Vs	Descrizione
			unità di	Unità di	[kg/cm <sup>2</sup> ]	(°)	negativo		elastico	[m/s]	litologica
			Volume	volume					[kg/cm <sup>2</sup> ]		
			$[kg/m^3]$	Saturo							
				[kg/m³]							
	1	1,20	1600,00	0,00	0,00	25,00	No	0,70	100,00	130	Argilla o
											argilla
											limosa
											media
	2	0,80	1800,00	0,00	1,00	0,00	No	0,35	100,00	150	Argilla o
											argilla
											limosa
											media

3	2,00	1900,00	2000,00	1,20	0,00	No	0,35	100,00	150	Argilla o
										argilla
										limosa
										consistente
4	8,80	1750,00	0,00	0,00	30,00	No	0,70	200,00	200	Ghiaia con
										sabbia o
										ghaia
										sabbiosa

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato	Peso palo	Carico	Carico	Carico	Attrito	Carico
			punta Palo	[kg]	limite	limite	limite	negativo	limite
			(°)/[kg/cm		punta	laterale	[kg]	[kg]	orizzontal
			2]		[kg]	[kg]			e
									[kg]
A1+M1+R3	22,45	37,16	30/0,00	544,75	8745,95	12673,09	20874,28		

## RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 1 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,70 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,70

	Rc, Min	Rc, Media	Rc, Max
	[kg]	[kg]	[kg]
Base	8745,95	8745,95	8745,95
Laterale	12673,09	12673,09	12673,09
Totale	20874,28	20874,28	20874,28

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3
Base	1,35
Laterale	1,15
Resistenza di progetto base	3810,87 kg
Resistenza di progetto laterale	6482,40 kg
Resistenza di progetto	9748,52 kg

## **Cedimento (Poulos e Davis 1968)**

Carico applicato	7000,00 kg
Coefficiente influenza	0,06
Cedimento	0,13 cm

# Cedimento (Fleming 1992)

		=
Lunghezza	10,00 m	
Diametro testa	0,17 m	
Diametro punta	0,17 m	
Tratto attrito laterale nullo	0,00 m	
Modulo elastico sezione	2,94E+07 kN/mq	
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0,45	
Fattore flessibilità terreno/palo	1,00E-03	
Carico applicato	70,00 kN	
Carico limite laterale	73,11 kN	
Carico limite di punta	50,45 kN	
Modulo elastico terreno corrispondente	9,81E+03 kN/mq	
Accorciamento elastico	0,47 mm	

Cedimento rigido	1,57 mm
Cedimento totale	2,05 mm

## Modello ad elementi finiti

Max spostamento lineare del terreno	0,013	cm
Tipo analisi	Lineare	
Massimo numero di iterazioni	1,00	
Fattore di riduzione molla fondo scavo	1,00	
Numero di elementi	9,00	
Nodo sulla superficie del terreno [< n° nodi]	1,00	
Modulo di reazione Ks	Bowles	

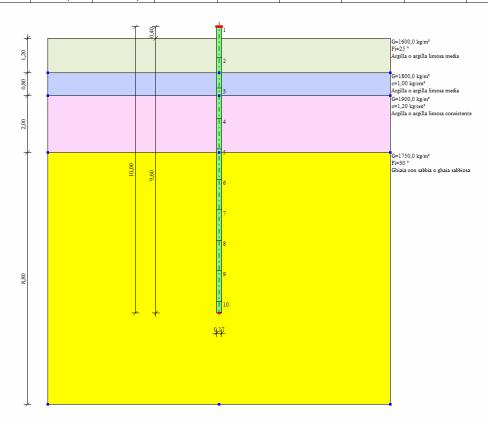
## Carichi

Forze orizzontali (Fo) positive dirette da destra a sinistra. Forze verticali (Fv) positive dirette verso il basso. Coppie (M) positive orarie.

Nodo	Fo	M	Fv	
	[kg]	[kgm]	[kg]	
1	0,00	0,00	7000,00	

ANALISI AD ELEMENTI FINITI [Stratigrafia di riferimento...1]

AIALISI		21 4 1 1 1 11 11 11	· J						
El. No	Lunghezz	Ks	Sforzo	Momento	Taglio	Reazione	Rotazione	Spostame	Pressione
	a	[kg/cm <sup>3</sup> ]	normale	[kgm]	[kg]	terreno	(°)	nto	terreno
	[m]		[kg]			[kg]		[m]	[kg/cm <sup>2</sup> ]
1	1,07	0	7000	0	0	0	0	0	0
2	1,07	0,596	7060,53	0	0	0	0	0	0
3	1,07	2,405	7121,06	0	0	0	0	0	0
4	1,07	2,949	7181,58	0	0	0	0	0	0
5	1,07	3,03	7242,11	0	0	0	0	0	0
6	1,07	7,872	7302,64	0	0	0	0	0	0
7	1,07	9,549	7363,17	0	0	0	0	0	0
8	1,07	11,225	7423,69	0	0	0	0	0	0
9	1,07	12,902	7484,22	0	0	0	0	0	0
10		14,579	7544,75	0	0	0	0	0	0
	El. No  1 2 3 4 5 6 7 8 9	El. No Lunghezz a [m]  1 1,07 2 1,07 3 1,07 4 1,07 5 1,07 6 1,07 7 1,07 8 1,07	El. No Lunghezz a [kg/cm³]  1 1,07 0 2 1,07 0,596 3 1,07 2,405 4 1,07 2,949 5 1,07 3,03 6 1,07 7,872 7 1,07 9,549 8 1,07 11,225 9 1,07 12,902	El. No         Lunghezz a [kg/cm³]         Ks [kg/cm³]         Sforzo normale [kg]           1         1,07         0         7000           2         1,07         0,596         7060,53           3         1,07         2,405         7121,06           4         1,07         2,949         7181,58           5         1,07         3,03         7242,11           6         1,07         7,872         7302,64           7         1,07         9,549         7363,17           8         1,07         11,225         7423,69           9         1,07         12,902         7484,22	El. No         Lunghezz a [kg/cm³]         Ks [kg/cm³]         Sforzo normale [kg]         Momento [kgm]           1         1,07         0         7000         0           2         1,07         0,596         7060,53         0           3         1,07         2,405         7121,06         0           4         1,07         2,949         7181,58         0           5         1,07         3,03         7242,11         0           6         1,07         7,872         7302,64         0           7         1,07         9,549         7363,17         0           8         1,07         11,225         7423,69         0           9         1,07         12,902         7484,22         0	a [m]         [kg/cm³]         normale [kg]         [kgm]         [kg]           1 1,07         0 7000         0 0         0           2 1,07 0,596 7060,53         0 0         0           3 1,07 2,405 7121,06         0 0         0           4 1,07 2,949 7181,58         0 0         0           5 1,07 3,03 7242,11         0 0         0           6 1,07 7,872 7302,64         0 0         0           7 1,07 9,549 7363,17         0 0         0           8 1,07 11,225 7423,69         0 0         0           9 1,07 12,902 7484,22         0 0         0	El. No         Lunghezz a [kg/cm³]         Ks [kg/cm³]         Sforzo normale [kg]         Momento [kgm]         Taglio [kg]         Reazione terreno [kg]           1         1,07         0         7000         0         0         0           2         1,07         0,596         7060,53         0         0         0           3         1,07         2,405         7121,06         0         0         0           4         1,07         2,949         7181,58         0         0         0           5         1,07         3,03         7242,11         0         0         0           6         1,07         7,872         7302,64         0         0         0           7         1,07         9,549         7363,17         0         0         0           8         1,07         11,225         7423,69         0         0         0           9         1,07         12,902         7484,22         0         0         0	El. No         Lunghezz a [kg/cm³]         Ks [kg/cm³]         Sforzo normale [kgm]         Momento [kgm]         Taglio [kg]         Reazione terreno [kg]         Rotazione (°) and terreno [kg]           1         1,07         0         7000         0         0         0         0         0         0           2         1,07         0,596         7060,53         0	El. No         Lunghezz a [kg/cm³]         Ks [kg/cm³]         Sforzo normale [kgm]         Momento [kgm]         Taglio [kg]         Reazione terreno [kg]         Rotazione nto [m]         Spostame nto [m]           1         1,07         0         7000         0         0         0         0         0         0           2         1,07         0,596         7060,53         0         0         0         0         0         0         0           3         1,07         2,405         7121,06         0         0         0         0         0         0         0           4         1,07         2,949         7181,58         0         0         0         0         0         0         0           5         1,07         3,03         7242,11         0         0         0         0         0         0         0           6         1,07         7,872         7302,64         0         0         0         0         0         0           7         1,07         9,549         7363,17         0         0         0         0         0         0           8         1,07         11,225         7423,69



## VERIFICA TRAVI DI COLLEGAMENTO - PLINTI

I plinti dovranno essere collegati tra loro mediante un cordolo di fondazione. Ai sensi del D.M.14/1/2008, paragrafo 7.2.5.1, per uno sforzo:

 $Nd = \pm 0.3 Nsd \ amax/g = \pm 0.3*400*0.081 = 9.72 \ kN$ 

amax = ag \* S

Nsd = 400 kN (sforzo assiale max nei pilastri esistenti a SLU)

Area di acciaio necessaria è pari a:

As = Nsd/fyd = 280 mmq

Dimensioni minime del cordolo 30 x 50 cm armato con minimo 6Ø14 con un'area pari a 924 mmg > 28 mmg : La verifica risulta ampiamente soddisfatta.

# Punzonamento palo/trave fondazione:

data la consistenza dell'azione normale, il calcolo viene eseguito con i metodi classici delle TA:

 $\tau$ = P/(2 $\pi$ r x H);  $\tau$ = 7000/(2 $\pi$ 4.50x 40) = 6.19 daN/cmq valore leggermente superiore al  $\tau$ co della classe di CLS (RcK25 : 5.33 daN/cmq), pertanto al fine di garantire la verifica al punzonamento si dovranno prevedere le apposite "armature" di cui al particolare costruttivo in misura non inferiore a quattro per palo.

## Verifica inghisaggio trave/plinto

```
P=28000 daN ; n° innesti 12; diam 18 ; a_s = 2.54 cm<sup>2</sup> \tau = P/0.9A_s = 28000/(0.9x30,48)= 1021 daN/cm<sup>2</sup> < \tau <sub>amm</sub> = 0.577 \sigma<sub>amm</sub>= 1471 daN/cm<sup>2</sup>
```

#### SPECIFICHE DI LAVORAZIONE PER MICROPALI:

Si definiscono micropali i pali trivellati aventi di diametro inferiore a Ø 300 mm costituiti da malte o miscele cementizie e da idonee armature d'acciaio. Tali pali, dal punto di vista esecutivo, sono identificati dalle seguenti tipologie:

- -micropali cementati mediante iniezioni multiple selettive
- -micropali a semplice cementazione.

Micropali a iniezione singola a bassa pressione

La scelta progettuale si è orientata verso il "sistema" di pali a iniezione singola realizzati inserendo entro una perforazione di piccolo diametro un'armatura metallica, e solidarizzati mediante l'iniezione di una malta o di una miscela cementizia. L'armatura metallica sarà essere costituita: da un tubo senza saldature;

L'iniezione deve avvenire a bassa pressione mediante un circuito a tenuta facente capo ad un dispositivo posto a bocca foro.

## Normative di riferimento

I lavori saranno eseguiti in accordo, ma non limitatamente, alle seguenti normative:

- -Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici nº 14/02/1992 N. 55;
- -Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici n°
- 11/03/1988 e Circolare LL.PP. n° 30483 del 24/09/1988;
- -Raccomandazioni dell'Associazione Geotecnica Italiana sui pali di fondazione Dic. 1984;
- -UNI EN 14199:2005 Esecuzione di lavori geotecnici speciali Micropali;
- -Altre norme UNI-CNR, ASTM, DIN, saranno specificati ove pertinenti.
- -D.M. del Ministero dei Lavori Pubblici del 11/03/1988 "Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii 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".

-Circolare LL.PP. n° 30483 del 24/09/1988 "Istruzioni 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".

## Prescrizioni Tecniche Particolari

- -La perforazione "a secco" è ammissibile solo dove possa essere eseguita senza alcun ingresso di acqua nel foro;
- -La perforazione a fango non è di norma ammessa in terreni molto aperti, privi di frazioni medio-fini (D10 > 4 mm).

## Rivestimenti Metallici

Ove necessario, in funzione della tipologia di terreno da perforare, dovrà prevedersi adeguato rivestimento provvisorio in camicia metallica. Le tecniche di perforazione dovranno essere le più idonee in relazione alla natura del terreno attraversato, in particolare dovranno essere adottati tutti gli accorgimenti atti ad evitare il franamento delle pareti del foro, la contaminazione delle armature, l'interruzione e/o l'inglobamento di terreno nella guaina cementizia che solidarizza l'armatura al terreno circostante.

Di norma le perforazioni saranno quindi eseguite in presenza di rivestimento, con circolazione di fluidi di perforazione per l'allontanamento dei dettati e per il raffreddamento dell'utensile.

I fluidi di perforazione potranno consistere in:

- •acqua
- •fanghi bentonitici
- •schiuma
- •aria, nel caso di perforazione a rotopercussione con martello a fondo foro, o in altri casi approvati dalla Direzione Lavori.

Previa comunicazione alla Direzione Lavori potrà essere adottata la perforazione senza rivestimenti, con impiego di fanghi bentonitici.

La perforazione a rotazione a secco, o con impiego di aria è invece raccomandata in terreni argillosi sovraconsolidati. Nel caso di impiego della rotopercusssione, sia mediante martello a fondo foro che mediante dispositivo di battuta applicati alla testa di rotazione (tipo sistema KLEMM), l'impresa Esecutrice dovrà assicurare il rispetto delle norme DI N 4150 (parti I eII, 1975; parte IV, 1986), in merito ai limiti delle vibrazioni. In caso contrari o per modalità di impiego della rotopercussione ed i necessari provvedimenti dovranno essere comunicati alla Direzione Lavori.

La Direzione Lavori, a sua discrezione, potrà richiedere all'Impresa Esecutrice di eseguire misure di controllo delle vibrazioni indotte, con oneri e spese a carico della medesima Impresa Esecutrice.

# Prove Tecnologiche Preliminari

La tipologia delle attrezzature ed i principali dettagli esecutivi dovranno essere comunicati dall'impresa Esecutrice alla Direzione Lavori. La Direzione Lavori potrà verificare l'idoneità di attrezzature e le modalità di esecuzione mediante l'esecuzione di prove tecnologiche preliminari.

#### Tolleranze

I micropali dovranno essere realizzati nella posizione e con le dimensioni di progetto, con le seguenti tolleranze ammissibili,

- -coordinate planimetriche del centro del micropalo: ±5 cm
- -scostamento dell'inclinazione dall'asse teorico: ±2%
- -lunghezza: ±15 cm -diametro finito: ±5%
- -quota testa micropalo: ±5 cm

#### -quota testa inferopato. ±3 Materiali

Tubi in acciaio : E' prescritto l'impiego di tubi aventi caratteristiche geometriche e qualità dell'acciaio conformi a quanto indicato negli elaborati di progetto.

I tubi dovranno essere del tipo senza saldature, con giunzioni a mezzo di manicotto filettato esterno. Le caratteristiche delle giunzioni (filettatura, lunghezza , sezioni utili) dovranno consentire una trazione ammissibile pari almeno all'80% del carico ammissibile a compressione.

## Malte e miscele cementizie di iniezione

Il cemento da impiegare dovrà essere scelto in relazione alle caratteristiche ambientali considerando, in particolare, l'aggressività dell'ambiente esterno.

### Inerti

Gli inerti saranno di norma utilizzati solo per il confezionamento di malte da utilizzare per il getto dei micropali a semplice cementazione. In relazione alle prescrizioni di progetto l'inerte sarà costituito da sabbie fini, polveri di quarzo, polveri di calcare o ceneri volanti. Nel caso di impiego di ceneri volanti, ad esempio provenienti dai filtri di altoforni, si dovrà utilizzare materiale totalmente passante al vaglio da 0.075 mm.

## Acqua di impasto

Si utilizzerà acqua chiara di cantiere, dolce, le cui caratteristiche chimico-fisiche dovranno soddisfare i requisiti di Norma.

## Additivi

E' ammesso l'impiego di additivi fluidificanti non aeranti. L'impiego di acceleranti potrà essere consentito solo in situazioni particolari. Schede tecniche di prodotti commerciali che l'Impresa Esecutrice si propone di usare dovranno essere inviate preventivamente alla Direzione Lavori per informazione.

# Preparazione delle malte e delle miscele cementizie

- Caratteristiche di resistenza e dosaggi Di norma la resistenza cubica da ottenere per le malte e per le miscele cementizie di iniezione deve essere:

Rck = 25 MPa ;A questo scopo si prescrive il dosaggio in peso dei componenti sia tale da soddisfare un rapporto acqua-cemento: a/c = 0.5

## - Composizione delle miscele cementizie

La composizione delle miscele di iniezione, riferita ad 1 mc di prodotto, dovrà essere la seguente: acqua: 600 kg -cemento: 1200 kg -additivi: 10÷20 kg -con un peso specifico pari a circa: g = 1.8 kg/dmc

## Composizione delle malte cementizie

Nella definizione della formula delle malte, prevedendo un'efficace mescolazione dei componenti atta a ridurre la porosità dell'impasto, si può fare riferimento al seguente dosaggio minimo, riferito ad 1 mc di prodotto finito: acqua: 300 kg -cemento: 600 kg-additivi: 5-10 kg-inerti: 1100-1300 kg

# - Impianti di preparazione

Le miscele saranno confezionate utilizzando impianti a funzionamento automatico o semi-automatico, costituiti dai seguenti principali componenti:

- -bilance elettroniche per componenti solidi
- -vasca volumetrica per acqua
- -mescolatore primario ad elevata turbolenza (min. 1500 giri/min)
- -vasca di agitazione secondaria e dosatori volumetrici, per le miscele cementizie
- -mixer, per le malte

# Controlli su miscele e malte cementizie

La tipologia e la frequenza dei controlli da eseguire è indicata sulla Specifica di Controllo e Qualità.

## Modalità esecutive

Micropali a iniezione singola a bassa pressione :

La perforazione sarà eseguita mediante sonda a rotazione o roto-percussione, se necessario con rivestimento continuo, e circolazione di fluidi, fino a raggiungere la profondità di progetto.

Per la circolazione del fluido di perforazione saranno utilizzate pompe a pistoni con portate e pressioni adeguate. Si richiedono valori minimi di 2001/min e 25 bar, rispettivamente.

Nel caso di perforazione a roto-percussione con martello a fondo foro si utilizzeranno compressori di adeguata potenza; le caratteristiche minime richieste sono: -portata = 10mc/min; -pressione 8 bar.

# Allestimento del micropalo

Completata la perforazione e rimossi i detriti, si provvederà ad inserire in foro l'armatura, che dovrà essere conforme ai disegni di progetto. Solidarizzazione dell'armatura

La solidarizzazione dell'armatura al terreno avverrà mediante riempimento della cavità di perforazione con iniezione a bassa pressione (3 – 5 bar) della malta o della miscela da fondo foro e fino a completo rifluimento della stessa in superficie a garanzia del completo riempimento del foro. L'iniezione sarà realizzata tramite un tubo convogliatore inserito all'interno dell'armatura tubolare e andrà verificata la risalita del fluido di iniezione sia internamente che esternamente all'armatura.

#### Controlli e documentazione

Per ogni micropalo eseguito l'Impresa Esecutrice dovrà fornire una scheda contenente le seguenti indicazioni:

- -n° del micropalo e data di esecuzione (con riferimento ad una planimetria)
- -lunghezza della perforazione
- -modalità di esecuzione della perforazione
- -rivestimenti
- -caratteristiche dell'armatura
- -volume della miscela o della malta
- -caratteristiche della miscela o della malta

# Prescrizioni ed oneri generali

- a) prima di dare inizio ai lavori l'Impresa Esecutrice dovrà presentare alla Direzione Lavori una planimetria riportante la posizione di tutti i micropali, inclusi quelli di prova, contrassegnati da un numero progressivo indicativo di ciascun palo.
- b) Sarà cura dell'Impresa Esecutrice provvedere alle indagini necessarie ad accertare l'eventuale presenza di manufatti interrati di qualsiasi natura ((cunicoli, tubazioni, cavi, ecc...) che possono interferire con i micropali da realizzare o che possano essere danneggiati o comunque arrecare danno durante l'effettuazione dei lavori. Tali indagini e le eventuali rimozioni e modifiche da eseguire dovranno in ogni caso essere effettuate prima dell'inizio delle operazioni di infissione o perforazione.
- c)Prima dell'inizio dei lavori l'Impresa Esecutrice dovrà eseguire il tracciamento dei micropali identificando la posizione sul terreno mediante infissione di appositi picchetti in corrispondenza dell'asse di ciascun micropalo.
- d) L'Impresa Esecutrice dovrà verificare e fare in modo che il numero, la potenza e la capacità operativa delle attrezzature siano tali da consentire una produttività congruente con i programmi di lavoro previsti. Sarà altresì cura dell'Impresa Esecutrice selezionare ed utilizzare le attrezzature più adeguate alle condizioni ambientali, stratigrafiche ed idrogeologiche dei terreni ed alle dimensioni dei micropali.

La presente relazione riporta analisi, verifiche, calcolo e dimensionamento delle strutture consolidamento per il sistema fondale il cui progetto esecutivo viene redatto sulla base delle risultanze di indagini in sito appositamente svolte.

Le verifiche eseguite sulle tipologie di fondazioni previste (plinti e travi continue su micropali) sono positive e le forze agenti risultano minori di quelle limite per ogni condizione individuata.

Qualora in corso d'opera dovessero emergere condizioni locali diverse da quelle ipotizzate in fase progettuale, sarà necessario procedere ad una verifica delle ipotesi di partenza in funzione delle nuove evidenze.