



# COMUNE DI DERUTA

Provincia di Perugia

MOVIMENTO FRANOSO DEL VERSANTE COLLINARE IN DERUTA CAPOLUOGO  
COMPRESO TRA VIA EL FRATE E VIA DI CASTELLEONE  
PRIMO INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA FINALIZZATO ALLA  
RIAPERTURA DELLA CIRCOLAZIONE SU VIA DI CASTELLEONE

## PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di calcolo

COMM. **C04**

DOC. **E017**

REV. **0**

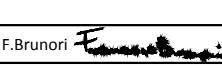
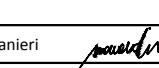
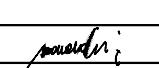
SCALA **-**

FILE **C04E0170**

 **Sintagma**

Dott. Ing. NANDO GRANIERI



0	05/03/2019	Emissione	F.Brunori 	N.Granieri 	N.Granieri 
REVISIONE	DATA	OGGETTO	REDATTO	APPROVATO	AUTORIZZATO
SINTAGMA s.r.l. VIA ROBERTA, 1 - 06132 PERUGIA - S.M. IN CAMPO Tel: +39.075.609071 Fax: +39.075.6090722 Email: <a href="mailto:sintagma@sintagma-ingegneria.it">sintagma@sintagma-ingegneria.it</a>					

## Sommario

1	Premessa.....	2
2	Normative e riferimenti bibliografici.....	3
3	Caratteristiche dei materiali.....	4
3.1	Calcestruzzo .....	4
3.2	Acciaio .....	4
4	Verifiche di sicurezza .....	6
4.1	Verifica a carico limite assiale micropali.....	6
4.2	Verifica degli ancoraggi.....	7
5	Analisi effettuate – modellazione e verifiche.....	8
5.1	Descrizione del modello.....	8
5.2	Risultati e verifiche.....	11
5.2.1	Analisi di stabilità .....	11
5.2.2	Verifiche micropali .....	11
6	Barriera paramassi – dimensionamento e verifica delle fondazioni.....	14
6.1	Sollecitazioni .....	14
6.2	Verifica fondazione del montante .....	14
6.2.1	Verifica micropalo .....	15
6.2.2	Verifica barre tipo GEWI .....	15
6.3	Verifica ancoraggio laterale .....	16

## 1 Premessa

A seguire si riporta il dimensionamento e la verifica dei primi interventi necessari alla riapertura della circolazione su via di Castelleone.

Si precisa che nelle analisi di stabilità è stata considerata solo la parte di versante a valle delle mura castellane al di sotto dell'edificio interessato dal movimento franoso, in quanto analisi di stabilità dell'intero versante, che interesserebbero anche porzioni dell'abitato a monte di via El Frate, richiederebbero indagini e valutazioni che esulano dallo scopo di questo progetto.

## 2 Normative e riferimenti bibliografici

La Normativa seguita per il dimensionamento delle opere è costituita da:

- **D.M. 14 gennaio 2008:** Nuove norme tecniche per le costruzioni
- **Circ. Min. 02 febbraio 2009:** Circolare esplicativa delle NTC2008
- **D.M. 17 gennaio 2018:** Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni
- **Circ. Min. 21 gennaio 2009:** Circolare esplicativa delle NTC2018.

Si è fatto inoltre riferimento ai seguenti riferimenti bibliografici:

- R. Lancellotta, *Geotecnica*, Zanichelli
- C. Viggiani, *Fondazioni*, Hevelius, 1999
- C.R. I. Clayton, J. Milititsky, R.I. Woods, *Earth Pressure and Earth Retaining Structures*, 1993 (trad. it. a cura di M. Cecconi, G.M.B. Viggiani, *La spinta delle terre e le opere di sostegno*, Hevelius, 2006)

### 3 Caratteristiche dei materiali

#### 3.1 Calcestruzzo

##### Micropali e solette

- Classe di resistenza
- Classe di esposizione ambientale

C25/30  $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$

XC2

Resistenza di calcolo del calcestruzzo per la verifica agli SLU ( $\gamma_c = 1.5$ ):

Resistenza di calcolo a rottura per compressione:

- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$   $24.9 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cm} = f_{ck} + 8$   $32.9 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$   $14.1 \text{ N/mm}^2$

##### Miscela cementizia per iniezioni

- Classe di resistenza  $C25/30 R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$

confezionata con cemento tipo 325 o sup, utilizzo di additivo antiritiro, metodo iniezione IGU

- $f_{bk}$  resistenza tangenziale caratteristica di aderenza  $4.30 \text{ N/mm}^2$
- $f_{bd}$  resistenza tangenziale di aderenza di progetto  $2.69 \text{ N/mm}^2$

#### 3.2 Acciaio

##### Acciaio d'armatura

L'acciaio utilizzato è ad aderenza migliorata tipo B450C ed è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni di snervamento e rottura:

- $f_{y, nom}$   $450 \text{ N/mm}^2$
- $f_{t, nom}$   $540 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo dell'acciaio per la verifica agli SLU ( $\gamma_s = 1.15$ ):

Resistenza di calcolo a rottura per trazione e deformazione corrispondente:

- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$   $391.3 \text{ N/mm}^2$
- $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$   $0.186\%$

##### Acciaio per tubolari S355

$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$  tensione di rottura caratteristica

$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$  tensione di snervamento caratteristica

$E_s = 210000 \text{ MPa}$  modulo elastico

##### Acciaio per barre tipo GEWI (cl. 500/550)

$f_{tks} = 550 \text{ MPa}$  tensione caratteristica a rottura dell'acciaio

$f_{yks} = 500 \text{ MPa}$  tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio

$f_{yk} / \gamma_s = f_{yds} = 434.7 \text{ MPa}$  resistenza di calcolo dell'acciaio

$f_{yks}/(\sqrt{3} \gamma_s) = f_{vds} = 250.9 \text{ MPa}$   
 $E = 2.06 \times 10^5 \text{ MPa}$

resistenza di calcolo di taglio acciaio  
modulo elastico dell'acciaio

**Acciaio per funi spiroidali (classe 1570 N/mm<sup>2</sup>)**

$T_{\Phi 16} = 211.0 \text{ kN}$  carico rottura minimo per diametro nominale  $\Phi 16$

## 4 Verifiche di sicurezza

### 4.1 Verifica a carico limite assiale micropali

La capacità portante  $Q_{lim}$  è data dalla somma in due contributi, la resistenza alla punta  $Q_b$  e la resistenza laterale  $Q_s$ .

$$Q_{lim} = Q_b + Q_s$$

Per i micropali la resistenza limite laterale  $Q_s$  è ricavata attraverso la formulazione proposta da Bustamante-Doix:

$$Q_s = \pi * \alpha * D * \int s dz$$

in cui  $s$  rappresenta la resistenza tangenziale all'interfaccia palo- terreno,  $D$  il diametro del micropalo, ed  $\alpha$  un coefficiente maggiorativo che tiene conto della tipologia di terreno e del metodo di iniezione.

Dalle tabelle e grafici riportati nel testo di Bustamante e Doix, considerando iniezioni globali uniche (IGU), si considera un valore di  $\alpha$  pari a 1.15 ed un valore di  $s$  pari a 200 kPa.

La resistenza alla punta è invece valutata come percentuale della resistenza laterale (tipicamente 10-15%).

Il valore di progetto della resistenza a carichi assiali  $R_d$  si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nella Tabella 6.4.II. delle NTC18.

resistenza	simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
base	$\gamma_b$	1.15	1.35	1.3
laterale in compressione	$\gamma_s$	1.15	1.15	1.15
totale	$\gamma_t$	1.15	1.30	1.25
laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1.25	1.25	1.25

Tabella 1 – Tab. 6.4.II delle NTC18 – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali.

Il valore caratteristico della resistenza  $R_k$  è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alla resistenza calcolata  $R_{cal} = Q_{lim}$  i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tabella 6.4.IV delle NTC18, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine.

$$R_k = \min[(R_{cal})_{media}/\xi_3; (R_{cal})_{min}/\xi_4]$$

numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 2 – Tab. 6.4.IV NTC18 - Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Nel caso in esame si è assunto cautelativamente  $\xi_3 = \xi_4 = 1.70$ .

#### 4.2 Verifica degli ancoraggi

Gli stati limite ultimi dei tiranti di ancoraggio si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che lo compongono. La verifica dello sfilamento della fondazione dall'ancoraggio viene effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3.

La resistenza di calcolo allo sfilamento è stata valutata attraverso la formulazione proposta da Bustamante e Doix (1985):

$$R_{cal} = \pi \cdot D_s \cdot L_s \cdot s,$$

in cui:

$D_s = \alpha \cdot D$  dove  $D$  è il diametro della perforazione e  $\alpha$  un coefficiente maggiorativo che tiene conto della tipologia di terreno e del metodo di iniezione;

$L_s$  = lunghezza del bulbo;

$s$  = resistenza tangenziale.

Dalle tabelle e grafici riportati nel testo di Bustamante e Doix, considerando iniezioni globali uniche (IGU), si considera un valore di  $\alpha$  pari a 1.15 ed un valore di  $s$  pari a 200 kPa.

Il valore caratteristico della resistenza  $R_{a,k}$  è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alla resistenza calcolata  $R_{cal}$  i fattori di correlazione  $\xi_a$  riportati nella Tabella 6.6.III delle NTC18, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine.

numero di profili di indagine	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_{a3}$	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
$\xi_{a4}$	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Tabella 3 – Tab. 6.6.III NTC18 - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica in funzione del numero  $n$  di profili di indagine.

Nel caso in esame si è assunto cautelativamente  $\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1.80$ .

Il valore di progetto  $R_{a,d}$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_{a,k}$  applicando il coefficiente parziale  $\gamma_{Ra}$  della Tabella 6.6.I delle NT108 per ancoraggi permanenti ( $\gamma_{Ra}=1.2$ ).

La resistenza di progetto della sezione in acciaio è calcolata secondo la relazione:

$$R_{a,d} = R_{a,k}/\gamma_s \text{ con } R_{a,k} = f_{p(0.1)k} \cdot A_s$$

dove:

$A_s$  = area della sezione di armatura ;

$f_{p(0.1)k}$  = tensione di snervamento;

$\gamma_s = 1.15$ , coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio.

## 5 Analisi effettuate – modellazione e verifiche

### 5.1 Descrizione del modello

Per analizzare gli interventi in progetto è stato implementato un modello di calcolo con il software Plaxis 2D. Quest'ultimo è un programma agli Elementi Finiti impiegato per analisi di deformazione, stabilità e flusso in varie tipologie di applicazioni geotecniche. Le situazioni reali possono essere modellate in condizioni di deformazione piana o di assalsimmetria. Il comportamento meccanico del terreno e/o dell'ammasso roccioso può essere modellato attraverso leggi costitutive a vario grado di complessità. In particolare, nelle analisi descritte nel seguito, si è scelto di adottare, per i terreni che costituiscono il versante, il modello di Mohr-Coulomb. I parametri utilizzati, riportati in Tabella 4, sono quelli ottenuti da una back-analysis imponendo nella configurazione attuale un fattore di sicurezza alla stabilità pari a uno. Scopo del modello è infatti quello di valutare l'incremento del fattore di sicurezza prodotto dagli interventi in progetto.

<b>unità geotecnica</b>	<b>riporto</b>	<b>strato 1</b>	<b>strato 2</b>	<b>strato 3</b>	<b>terre rinforzate</b>
peso specifico $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.0	19.0	19.5	20.5	20.0
angolo di attrito, $\phi'$	24°	25°	33°	38°	35°
coesione, $c'$ (kPa)	2	20	2	0	5
modulo di Young, $E'$ (MPa)	5	10	15	30	15
coefficiente di Poisson, $v$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2

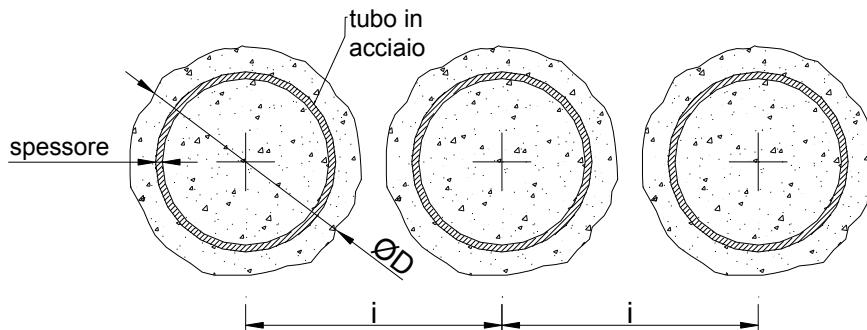
Tabella 4 – Parametri del modello di Mohr – Coulomb assunti nell'analisi FEM.

Gli elementi strutturali sono stati invece inseriti come elementi plates ossia elementi trave usati per modellare strutture che si estendono in direzione z, normale al piano della sezione. Tali elementi sono caratterizzati da tre gradi di libertà per nodo, due traslazionali ( $u_x$  e  $u_y$ ) e uno rotazionale (rotazione nel piano x-y,  $\Phi_z$ ). I parametri di input da definire sono la rigidezza assiale (EA) e flessionale (EI) dalle quali è calcolato uno spessore equivalente attraverso la relazione:  $d_{eq} = (12 * EI / EA)^{0.5}$

<b>elemento strutturale</b>	<b>micropali (singolo allineamento)</b>	<b>cordolo</b>
rigidezza assiale, EA (kN/m)	$1.98 \cdot 10^6$	$9.60 \cdot 10^6$
rigidezza flessionale, EI (kN·m <sup>2</sup> /m)	660.00	$72.00 \cdot 10^3$
peso, w (kN/m)	1.00	5.00
coefficiente di Poisson, v	0.15	0.15

Tabella 5 – Parametri assunti nell'analisi FEM per gli elementi strutturali.

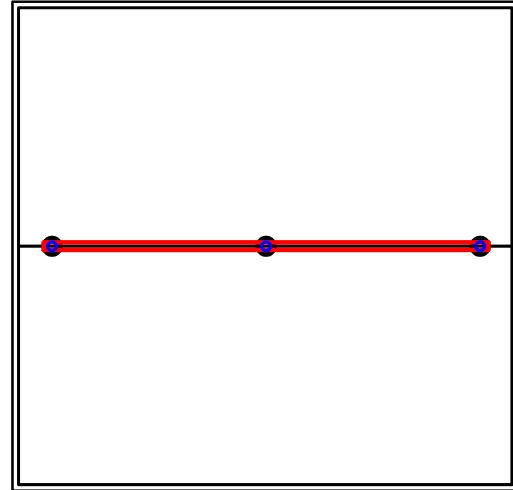
**Valutazione Inerzia e Spessore Equivalente Paratia Berlinese in Micropali o Jetting**



**GEOMETRIA**

Diametro micropali o jetting	D	160 [mm]
Raggio	R	80 [mm]
Interasse	i	2000 [mm]
Area sezione	A	20106.2 [mm <sup>2</sup> ]
Inerzia iniezione	I	3.217E+07 [mm <sup>4</sup> ]

Diametro tubo d'armatura	Da	88.9 [mm]
Spessore tubo d'armatura	s	8 [mm]
Area armatura	Aa	2033.2 [mm <sup>2</sup> ]
Inerzia armatura	Ia	1.680E+06 [mm <sup>4</sup> ]



**MATERIALI**

**malta di iniezione**

C25/30

Resistenza cubica	Rck	30	[MPa]
Resistenza cilindrica	fck	25	[MPa]
Resistenza cilindrica media	fcm	33	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico	Ecls	31476	[N/mm <sup>2</sup> ]

**Acciaio**

Modulo elastico armatura	Ea	210000	[MPa]
--------------------------	----	--------	-------

- omogeneizza alla malta
- omogeneizza all'armatura

Rigidezza complessiva	EI	0.66 [MN m <sup>2</sup> ]
-----------------------	----	---------------------------

Spessore equivalente	Seq	63.0 [mm]
----------------------	-----	-----------

*Figura 1 – Spessore equivalente singolo allineamento micropali.*

Nello specifico è stata implementata la sezione più caratteristica del dissesto in esame e su questa sono state svolte analisi di stabilità allo stato attuale e nella configurazione di progetto. Per la valutazione della stabilità globale sono state eseguite delle analisi attraverso la tecnica phi/c reduction. In tale approccio i parametri di resistenza dei terreni  $\tan\phi'$  e  $c'$  sono ridotti incrementalmente fino a che si verifica la rottura.

Si ricorda, come dichiarato in premessa, che è stata considerata solo la parte di versante a valle delle mura castellane al di sotto dell'edificio interessato dal movimento franoso (Figura 2).

L'analisi FEM è stata impostata secondo diverse fasi, come indicato in Tabella 6.

<b>fase</b>	<b>descrizione</b>
iniziale	generazione dello stato tensionale litostatico
1	analisi di stabilità nello stato di fatto
2	demolizione del secondo piano dell'edificio
3	prescavo per realizzazione micropali
4	realizzazione micropali e soletta
5	realizzazione terra rinforzata
6	analisi di stabilità nello stato di progetto

Tabella 6 – Sintesi delle fasi dell'analisi FEM.

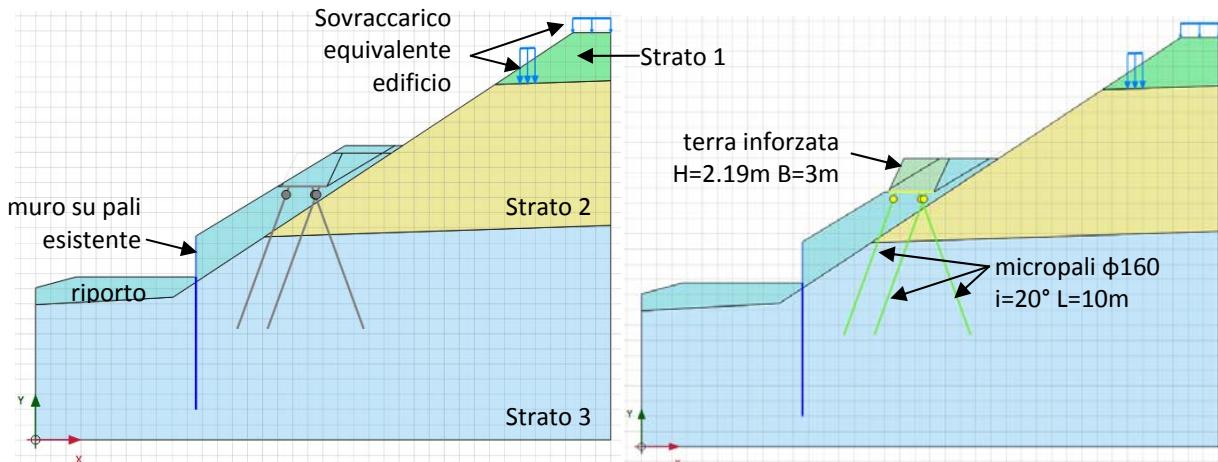


Figura 2 – Modello di calcolo – configurazione iniziale e finale.

## 5.2 Risultati e verifiche

### 5.2.1 Analisi di stabilità

A seguire i risultati ottenuti nelle analisi di stabilità effettuate. Il fattore di sicurezza allo stato attuale è ovviamente prossimo all'unità avendo ricavato i parametri geotecnici proprio da questo dato di input. Nella configurazione di progetto invece, come si vede dalle immagini, si ha un incremento del fattore di sicurezza del 20% con una superficie critica che coinvolge volumi di terreno molto più modesti.

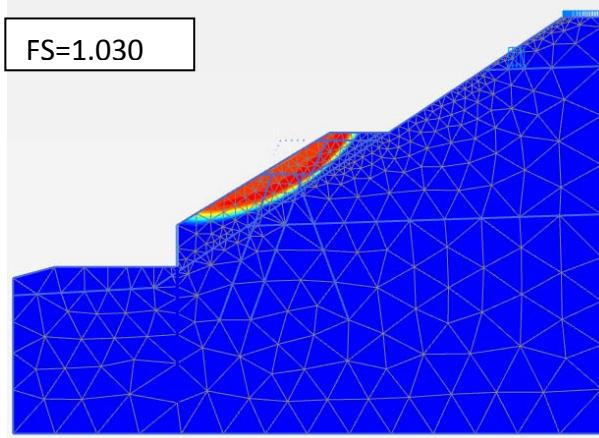


Figura 3 – Stabilità allo stato attuale (fase 1).

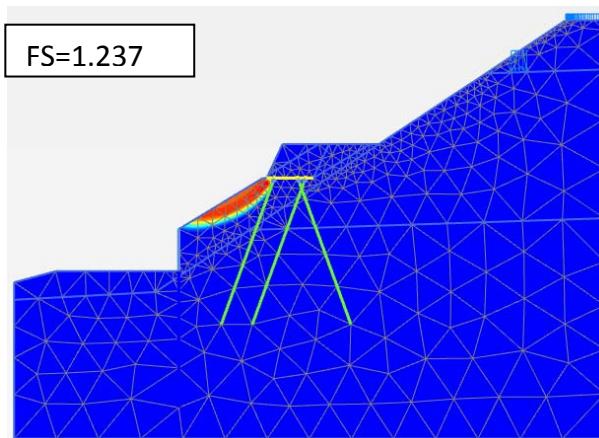


Figura 4 – Stabilità allo stato di progetto (fase 6).

### 5.2.2 Verifiche micropali

I micropali  $\Phi 160$  hanno lunghezza 10 m, un'inclinazione di 20° rispetto alla verticale e sono disposti su 3 allineamenti con interasse longitudinale pari a 2 m. L'armatura è costituita da un tubolare in acciaio S355 avente diametro  $\Phi 88.9$  mm e spessore 8.00 mm.

Diametro esterno nominale	D	88.90 [mm]
Spessore nominale	T	8.00 [mm]
Diametro interno nominale	d	72.90 [mm]

#### CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	20.3 [cm <sup>2</sup> ]
Momento d'inerzia	I	168 [cm <sup>4</sup> ]
Raggio d'inerzia	i	2.87 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W <sub>el,yy</sub>	38 [cm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W <sub>pl,yy</sub>	53 [cm <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia torsionale	I <sub>t</sub>	336 [cm <sup>4</sup> ]
Modulo di torsione	C <sub>t</sub>	76 [cm <sup>3</sup> ]

#### CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f <sub>y</sub>	355 [MPa]
Coefficiente ε	ε	0.81 [-]
<u>Classificazione</u>		
Diametro	d	88.90 [mm]
Spessore	t	8.00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	11.11 [-]
<i>Classificazione della sezione</i>		
CLASSE 1		

Le sollecitazioni massime sui micropali sono riportate nella tabella che segue.

Sollecitazione		
	al metro	sul singolo micropalo
assiale compressione	98.0 kN/m	196.0 kN
taglio	7.0 kN/m	14.0 kN

Tabella 7 – Sollecitazioni massime sui micropali.

#### Verifica a carico limite

##### Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi^* D s_i * s_i * I s_i$$

<b>Tipo di Terreno</b>	<b>Spessore I<sub>s,i</sub></b> (m)	<b>α</b> (-)	<b>Ds<sub>i</sub> = α * D</b> (m)	<b>s<sub>i</sub> media</b> (MPa)	<b>s<sub>i</sub> minima</b> (MPa)	<b>s<sub>i</sub> calcolo</b> (MPa)	<b>Qsi</b> (kN)
	10.00	1.15	0.18	0.200	0.200	0.102	591.36
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

$$Ls = 10.00 \quad (m) \quad QI = 591.36 \quad (kN)$$

##### Capacità portante di punta

$$Qp = \% \text{Punta} * QI \quad (\text{consigliato 10-15\%})$$

$$\% \text{Punta} \quad 0\% \quad Qp = 0.00 \quad (kN)$$

#### CARICO LIMITE DEL MICROPALO

#### COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Qlim = Qb + QI$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$$Qlim = 591.36 \quad (kN)$$

$$Fs = 2.94$$

## Verifica strutturale

Momento massimo per carichi orizzontali:

$$M = T / (2 \cdot b) \quad M = \mathbf{6.78} \text{ (kN m)}$$

$$b = \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}} \quad b = \mathbf{1.032} \text{ (1/m)}$$

### VERIFICHE DI RESISTENZA per sezioni di classe 1,2

$$\gamma_{M0} = \mathbf{1.05}$$

$$\gamma_{M1} = \mathbf{1.1}$$

Sollecitazioni di progetto	N <sub>ed</sub> =	<b>196</b>	KN
----------------------------	-------------------	------------	----

	M<sub>ed</sub> =	**7**	KNm

	V<sub>ed</sub> =	**14**	KN

Resistenze di calcolo	N <sub>c,rd</sub> =	<b>687.43</b>	KN
-----------------------	---------------------	---------------	----

	M<sub>c,rd</sub> =	**17.76**	KNm

	V<sub>c,rd</sub> =	**252.67**	KN

Condizione

$$V_{ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,rd} \quad \text{SI} \quad \Rightarrow \quad \text{taglio non influenza la resistenza a flessione}$$

$$\Rightarrow \rho = (2V_{cd}/V_{c,rd}-1)^2 = \mathbf{0}$$

Compressione	N <sub>ed</sub> /N <sub>c,rd</sub> =	<b>0.285121</b>	$\leq 1$
--------------	--------------------------------------	-----------------	----------

Flessione	M <sub>ed</sub> /M <sub>c,rd</sub> =	<b>0.394147</b>	$\leq 1$
-----------	--------------------------------------	-----------------	----------

Taglio	V <sub>ed</sub> /V <sub>c,rd</sub> =	<b>0.055409</b>	$\leq 1$
--------	--------------------------------------	-----------------	----------

Flessione e Taglio

$$M_{v,rd} = (1-\rho)M_{c,rd} = \mathbf{17.75985} \text{ KNm}$$

$$M_{ed}/M_{v,rd} = \mathbf{0.394147} \leq 1$$

Presso-Flessione	n=N <sub>ed</sub> /N <sub>c,rd</sub> =	<b>0.285121</b>
------------------	--	-----------------

$$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{c,rd} \cdot (1-n^{1.7}) = \mathbf{16.28238} \text{ KNm}$$

$$M_{ed}/M_{N,rd} = \mathbf{0.429913} \leq 1$$

Presso-Flessione e Taglio

$$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{v,rd} \cdot (1-n^{1.7}) = \mathbf{16.28238} \text{ KNm}$$

$$M_{ed}/M_{N,rd} = \mathbf{0.429913} \leq 1$$

## 6 Barriera paramassi – dimensionamento e verifica delle fondazioni

Per la scelta del tipo di barriera è stata effettuata una valutazione cautelativa a partire dall'energia potenziale del piano di fabbricato non demolito. In particolare, assumendo un'area di impronta pari a 6.00mx6.00m, un carico distribuito (vuoto per pieno) di 7 kN/m<sup>2</sup> e un'altezza da terra di 3m, si è ottenuta un'energia potenziale pari a 756kNm. Considerando che parte di questa energia venga dissipata nell'urto con il terreno e che non tutti i detriti raggiungano la barriera (o comunque non nello stesso momento), è stato adottato un fattore riduttivo pari a 0.40, ricavando quindi un'energia di circa 305 kJ.

Considerando un fattore di sicurezza pari a 1.5 si inseriscono barriere paramassi con MEL ≥500 kJ.

### 6.1 Sollecitazioni

Il dimensionamento delle fondazioni viene svolto secondo configurazioni e tiri indicati da alcuni produttori di reti paramassi presenti sul mercato, tuttavia esso è insindibilmente legato alla marca ed al modello di rete che verrà installato. È pertanto indispensabile, durante le fasi di cantiere, verificare che la soluzione specifica che verrà fornita sia compatibile con quanto previsto nel presente documento poiché non è possibile dimensionare una soluzione generale. Sarà quindi necessario procedere ad adeguare il progetto delle fondazioni e degli ancoraggi calibrandolo sulle specifiche necessità richieste dal materiale fornito e riverificando il tutto in modo adeguato.

$T_L = 179.60 \text{ kN}$  = massimo carico su ancoraggi laterali

$V_{\max} = 34.92 \text{ kN}$  = massimo carico di taglio alla base del montante

$N_t = 305.38 \text{ kN}$  = massimo carico di trazione sui tirafondi lato monte

$N_c = 305.38 \text{ kN}$  = massimo carico di compressione sul micropalo lato valle

### 6.2 Verifica fondazione del montante

Si considera che tutte le fondazioni dei montanti siano sollecitate con i massimi carichi. Si precisa inoltre che, a favore di sicurezza, è stata trascurata la resistenza di aderenza che esiste tra piastra di base o plinto e il terreno che, in alcuni casi, fa diminuire anche in modo sostanziale il carico di taglio.

La fondazione del montante è realizzata mediante  $n_b = 2$  barre in acciaio tipo GEWI aventi diametro  $\Phi 28$  inserite in perforazioni di diametro minimo  $D = 80 \text{ mm}$  ciascuno, in modo da formare 2 micropali di lunghezza pari a 6.00 m al lato monte e da un micropalo con armatura in acciaio S355 del diametro esterno  $\Phi_e = 76.10$ , spessore 8.8 mm, lunghezza pari a 8.00 m inserito in perforazioni del diametro  $D_{perf} = 114 \text{ mm}$  disposto al lato valle.

### 6.2.1 Verifica micropalo

#### Verifica a carico limite

Utilizzando la formula:

$$P_L = \pi \cdot \alpha \cdot D \cdot \sum_i (L_i \cdot q_{si})$$

si ottiene un valore di calcolo della resistenza  $P_{Rcal}$  pari a 658.98 kN.

Considerando quindi  $\xi_3 = 1.7$  e  $\gamma_R = 1.25$  si ottiene la resistenza di progetto  $P_{Rd}$  pari a 310.11 kN. Essendo  $P_{Ed} = 305.38$  kN la verifica risulta soddisfatta.

#### Verifica tubolare acciaio

Nell'ipotesi di affidare la resistenza alla sola armatura in acciaio si ha:

$$\sigma_f = N / A = 305.38 \cdot 10^3 / 1860 = 164.18 \text{ MPa} < f_{yda} = 355 / 1.05 = 338.1 \text{ MPa}$$

#### Verifica a sfilamento acciaio - bulbo

La resistenza allo scorrimento fra profili in acciaio e calcestruzzo è dovuta alle tensioni di aderenza, all'attrito all'interfaccia acciaio-calcestruzzo. Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti si può assumere, per sezioni circolari in acciaio riempite di calcestruzzo, una tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito  $f_{bdc} = 0.55$  MPa, per cui si ha:

$$\tau_{aderenza} = N / A_{aderenza} = 305.38 \cdot 10^3 / (\pi \cdot 76.1 \cdot 8 \cdot 10^3) = 0.16 < f_{bdc} = 0.55 \text{ MPa}$$

### 6.2.2 Verifica barre tipo GEWI

#### Verifica a carico limite

Utilizzando la formula:

$$P_L = \pi \cdot \alpha \cdot D \cdot \sum_i (L_i \cdot q_{si})$$

si ottiene un valore di calcolo della resistenza  $P_{Rcal}$  pari a 346.83 kN.

Considerando quindi  $\xi_3 = 1.7$  e  $\gamma_R = 1.25$  si ottiene la resistenza di progetto  $P_{Rd}$  pari a 163.22 kN. Essendo  $P_{Ed} = 305.38 / 2 = 152.69$  kN la verifica risulta soddisfatta.

#### Verifica barra acciaio

Posto  $A_{res} = \pi \Phi^2 / 4 = 615.75 \text{ mm}^2$ , le massime tensioni valgono:

$$\sigma_f = N / A_{res} = 247.97 < f_{yds} = 434.78 \text{ MPa}$$

Nell'ipotesi di affidare la resistenza a taglio alla sola armatura in acciaio delle due barre  $\Phi 28$  GEWI si ha per ciascuna barra uno sforzo di taglio pari a :

$$V_b = V_{max} / 2 = 17.46 \text{ kN}$$

Posto  $A_{res} = 3 / 4 A_s = 461.8 \text{ mm}^2$ , la massima tensione tagliente per ogni barra vale:

$$\tau_{max} = V_b / A_{res} = 37.81 \text{ MPa} < f_{vds} = 250.9 \text{ MPa}$$

La tensione ideale vale:

$$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma_f^2 + 3 \tau_{max}^2)} = 256.5 < f_{yds} = 434.78 \text{ MPa}$$

### **Verifica a sfilamento acciaio - bulbo**

$$\tau_{aderenza} = N / A_{aderenza} = 152.69 \cdot 10^3 / (\pi \cdot 28 \cdot 6 \cdot 10^3) = 0.295 < f_{bdc} = 2.69 \text{ MPa}$$

### **6.3 Verifica ancoraggio laterale**

Gli ancoraggi laterali verranno realizzati con dei cavallotti in doppia fune d'acciaio spiroidale Φ16 inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a D = 114 mm e lunghezza L = 6.00 m.

Il carico laterale è pari a T = T<sub>L</sub> = 179.6 kN.

### **Verifica sfilamento nucleo iniettato - terreno**

Utilizzando la formula:

$$P_L = \pi \cdot \alpha \cdot D \cdot \sum_i (L_i \cdot q_{si})$$

si ottiene un valore di calcolo della resistenza P<sub>Rcal</sub> pari a 494.24 kN.

Considerando quindi  $\xi_3 = 1.8$  e  $\gamma_R = 1.2$  si ottiene la resistenza di progetto P<sub>Rd</sub> pari a 228.81 kN. Essendo P<sub>Ed</sub> = 179.6 kN la verifica risulta soddisfatta.

### **Verifica resistenza fune**

Q = 211.0kN carico di rottura fune d'acciaio spiroidale singola Φ16

Q<sub>c</sub> = 368.2 kN carico di rottura cavallotto in doppia fune d'acciaio spiroidale Φ16

### **Verifica sfilamento cavallotto fune – nucleo iniettato**

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 179.6 \cdot 10^3 / (0.85 \cdot 0.85 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 16 \cdot 6 \cdot 10^3) = 0.40 \text{ MPa} < f_{bdc} = 2.69 \text{ MPa}$$

avendo indicato con:

$\mu$  = coefficiente di riduzione funzione dello stato delle superfici = 0.85

$\delta$  = coefficiente di riduzione che dipende dal numero di trefoli inseriti in un foro. Nel caso in esame (due trefoli) = 0.85

A<sub>lat</sub> = area laterale dei due trefoli pari a  $2 \pi \Phi L$