



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



REVISIONE	DATA	OGGETTO	REDATTO	APPROVATO	AUTORIZZATO
0	05/03/2019	Emissione	F. Brunori 	N. Granieri 	N. Granieri 


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.

	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.	
Cod. C04E0170	Relazione di calcolo	Pag. 3 di 16

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 C25/30 $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione ambientale 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 N/mm^2
- $f_{cm} = f_{ck} + 8$ 32.9 N/mm^2
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ 14.1 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 N/mm^2
- f_{bd} resistenza tangenziale di aderenza di progetto 2.69 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 N/mm^2
- $f_{t, nom}$ 540 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 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)

$f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ tensione caratteristica a rottura dell'acciaio
 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio
 $f_{yk} / \gamma_s = f_{yds} = 434.7 \text{ MPa}$ resistenza di calcolo dell'acciaio

$$f_{yks}/(\sqrt{3} \gamma_s) = f_{vds} = 250.9 \text{ MPa}$$

$$E = 2.06 \text{ E}+05 \text{ MPa}$$

resistenza di calcolo di taglio acciaio

modulo elastico dell'acciaio

Acciaio per funi spirroidali (classe 1570 N/mm²)

$$T_{\Phi 16} = 211.0 \text{ kN}$$

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:

$$Q_s = \pi \cdot \alpha \cdot D \cdot \int_s dz$$

in cui s rappresenta la resistenza tangenziale all'interfaccia palo- terreno, D il diametro del micropalo, ed α 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 α 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 γ_R riportati nella Tabella 6.4.II. delle NTC18.

resistenza	simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
base	γ_b	1.15	1.35	1.3
laterale in compressione	γ_s	1.15	1.15	1.15
totale	γ_t	1.15	1.30	1.25
laterale in trazione	γ_{st}	1.25	1.25	1.25

Tabella 1 – Tab. 6.4.II delle NTC18 – Coefficienti parziali γ_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 ξ 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	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_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 α 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 α 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 ξ_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	≥ 5
ξ_{a3}	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
ξ_{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 γ_{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:

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

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 assialsimmetria. 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.

unità geotecnica	riporto	strato 1	strato 2	strato 3	terre rinforzate
peso specifico γ (kN/m ³)	17.0	19.0	19.5	20.5	20.0
angolo di attrito, ϕ'	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, ν	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2

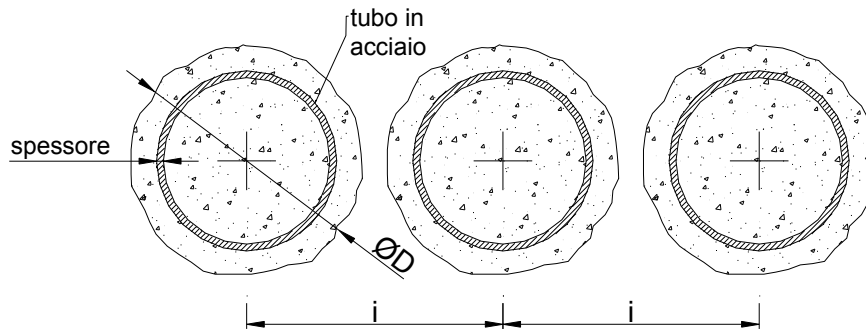
Tabella 4 – Parametri del modello di Mohr – Coulomb assunti nell'analisi FEM.

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 , Φ_z). I parametri di input da definire sono la rigidità assiale (EA) e flessionale (EI) dalle quali è calcolato uno spessore equivalente attraverso la relazione:
 $d_{eq} = (12 \cdot EI / EA)^{0.5}$

elemento strutturale	micropali (singolo allineamento)	cordolo
rigidità assiale, EA (kN/m)	$1.98 \cdot 10^6$	$9.60 \cdot 10^6$
rigidità flessionale, EI (kN·m ² /m)	660.00	$72.00 \cdot 10^3$
peso, w (kN/m)	1.00	5.00
coefficiente di Poisson, ν	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 ²]
Inerzia iniezione	I	3.217E+07 [mm ⁴]

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

MATERIALI

malta di iniezione

C25/30

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

Acciaio

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

- omogeneizza alla malta
- omogeneizza all'armatura

Rigidità complessiva	EI	0.66 [MN m ²]
-----------------------------	----	---------------------------

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

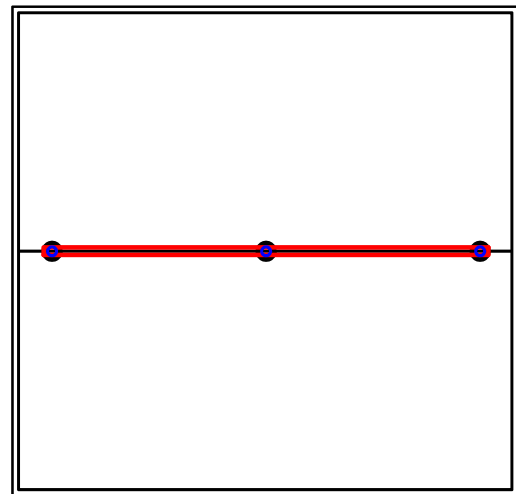


Figura 1 – Spessore equivalente singolo allineamento micropali.

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.

<i>fase</i>	<i>descrizione</i>
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.

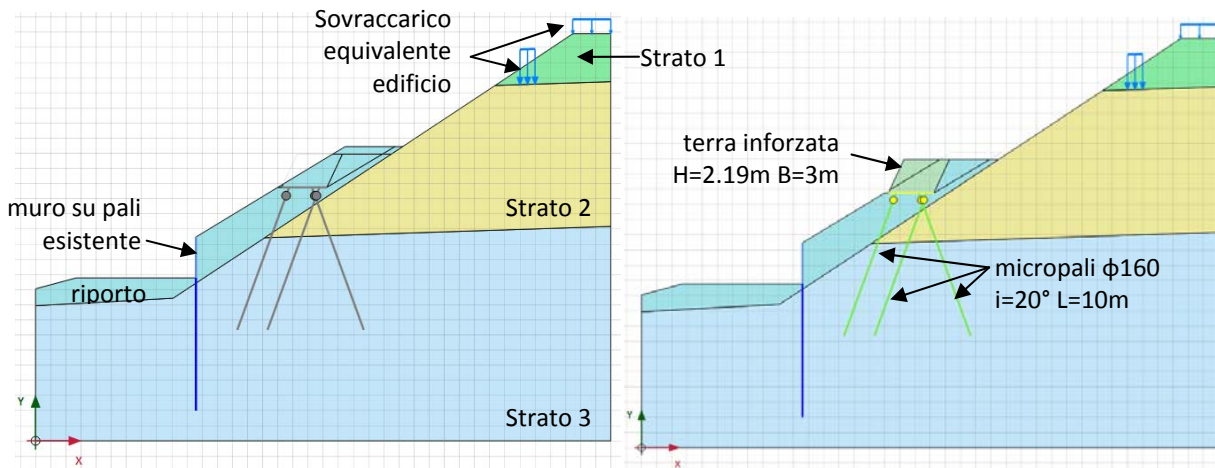


Figura 2 – Modello di calcolo – configurazione iniziale e finale.

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.

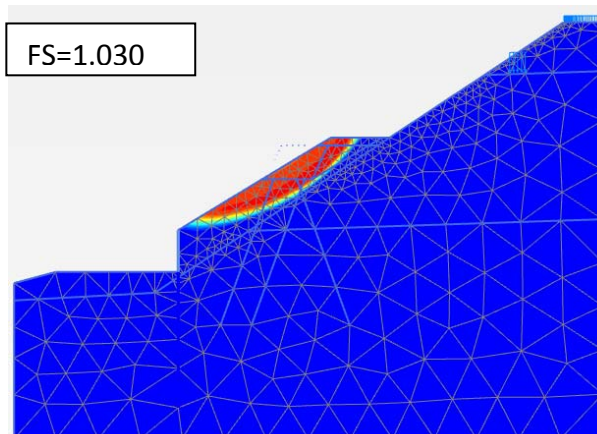


Figura 3 – Stabilità allo stato attuale (fase 1).

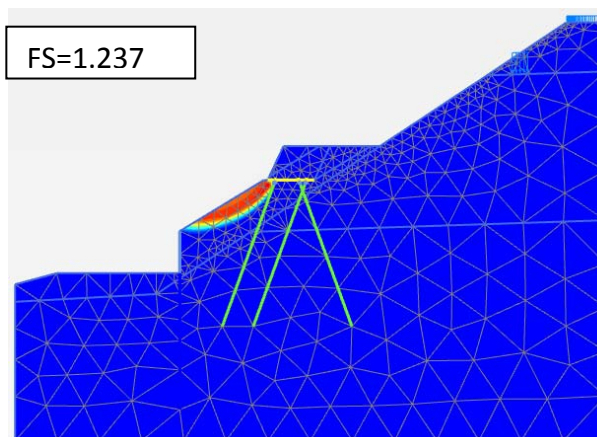


Figura 4 – Stabilità allo stato di progetto (fase 6).

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 ²]
Momento d'inerzia	I	168 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	2.87 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	38 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	53 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	336 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	76 [cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	355 [MPa]
Coefficiente ε	ε	0.81 [-]
Classificazione		
Diametro	d	88.90 [mm]
Spessore	t	8.00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	11.11 [-]
Classificazione della sezione		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

$$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * l_{s_i}$$

Tipo di Terreno	Spessore l _{s_i} (m)	α (-)	Ds _i = α * D (m)	S _i media (MPa)	S _i minima (MPa)	S _i calcolo (MPa)	Qs _i (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

L_s = 10.00 (m) Ql = 591.36 (kN)

Capacità portante di punta

Qp = %Punta * Ql (consigliato 10-15%)

% Punta = 0% Qp = 0.00 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

Qlim = Qb + Ql

Fs = Qlim / N (Fs > 1)

Qlim = 591.36 (kN)

Fs = 2.94

Verifica strutturale

Momento massimo per carichi orizzontali:

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

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

VERIFICHE DI RESISTENZA per sezioni di classe 1,2

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

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

Sollecitazioni di progetto	$N_{ed} =$	196	KN
	$M_{ed} =$	7	KNm
	$V_{ed} =$	14	KN

Resistenze di calcolo	$N_{c,rd} =$	687.43	KN
	$M_{c,rd} =$	17.76	KNm
	$V_{c,rd} =$	252.67	KN

Condizione
 $V_{ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,rd}$ SI \Rightarrow taglio non influenza la resistenza a flessione
 \Rightarrow $\rho = (2V_{cd}/V_{c,rd}-1)^2 = \quad 0$

Compressione $N_{ed}/N_{c,rd} = \quad 0.285121 \leq 1$

Flessione $M_{ed}/M_{c,rd} = \quad 0.394147 \leq 1$

Taglio $V_{ed}/V_{c,rd} = \quad 0.055409 \leq 1$

Flessione e Taglio
 $M_{V,rd} = (1-\rho)M_{c,rd} = \quad 17.75985 \quad \text{KNm}$

$$M_{ed}/M_{V,rd} = \quad 0.394147 \leq 1$$

Presso-Flessione $n = N_{ed}/N_{c,rd} = \quad 0.285121$

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

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

Presso-Flessione e Taglio

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

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

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/m² 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 inscindibilmente 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	kN	=	massimo carico su ancoraggi laterali
V_{max}	=	34.92	kN	=	massimo carico di taglio alla base del montante
N_t	=	305.38	kN	=	massimo carico di trazione sui tirafondi lato monte
N_c	=	305.38	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 $D = 80$ 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 $D_{perf} = 114$ 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 filamento 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 tagliante per ogni barra vale:

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

La tensione ideale vale:

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

	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.	
Cod. C04E0170	Relazione di calcolo	Pag. 16 di 16

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 $\Phi 16$ inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 114 \text{ mm}$ e lunghezza $L = 6.00 \text{ m}$.

Il carico laterale è pari a $T = T_L = 179.6 \text{ kN}$.

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_{Rcal} pari a 494.24 kN .

Considerando quindi $\xi_3 = 1.8$ e $\gamma_R = 1.2$ si ottiene la resistenza di progetto P_{Rd} pari a 228.81 kN .

Essendo $P_{Ed} = 179.6 \text{ kN}$ la verifica risulta soddisfatta.

Verifica resistenza fune

$Q = 211.0 \text{ kN}$ carico di rottura fune d'acciaio spiroidale singola $\Phi 16$

$Q_c = 368.2 \text{ kN}$ carico di rottura cavallotto in doppia fune d'acciaio spiroidale $\Phi 16$

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:

μ = coefficiente di riduzione funzione dello stato delle superfici = 0.85

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

A_{lat} = area laterale dei due trefoli pari a $2 \pi \Phi L$