

COMUNE DI CAVE

Città Metropolitana di Roma Capitale



C						
B						
A						
0	SETTEMBRE 2022	Emlsstone				
REV.	DATA	EMISSIONE/AGGIORNAMENTO	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Progetto

LAVORI PER IL CONSOLIDAMENTO VERSANTE TRA VIA PRENESTINA VECCHIA E NUOVA IN CORRISPONDENZA DI VILLETTA ORTENZIA E ANNESSI INTERVENTI STRUTTURALI

CUP: J63H20000060001

CIG: 86583074F7

PROGETTO ESECUTIVO

EXUP

EXUP s.r.l.

via S. Pertini, 12 - 06019 Umbertide (PG)

tel. 075 941 58 71

info@exup.it - www.exup.it



UNI EN ISO 9001:2015
UNI EN ISO 14001:2015
UNI ISO 45001:2018



Sodo N.887

oice

ASSOCIATO

Nome file	Commessa 21050	Scala /	Elab e-RE
-----------	-------------------	------------	--------------

Oggetto	<h1>RELAZIONI</h1> <h2>Relazione geotecnica e sulle fondazioni</h2>	Tav 06
---------	---	-----------

INDICE

1. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI.....	2
1.1. OGGETTO.....	2
1.2. RELAZIONE GEOTECNICA	2
1.2.1. <i>GENERALITA'</i>	2
1.2.2. <i>MODELLO GEOTECNICO ADOTTATO</i>	3
1.2.3. <i>VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI</i>	4
1.3. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI	10
1.3.1. <i>GENERALITA'</i>	10

1. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

1.1. OGGETTO

La presente relazione si riferisce al progetto ESECUTIVO delle opere strutturali di *riparazione e intervento locale dell'edificio denominato Villa Ortenzia* sito in Via Prenestina Nuova a Cave di Roma.

Il progetto elaborato consente, a seguito della messa in opera degli interventi proposti, il consolidamento statico ed il raggiungimento di un livello di sicurezza per i cinatismi dato dal rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e quella che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione pari a:

$$\zeta_E = 1$$

Ai sensi del § 8.4.3 del D.M. 17 gennaio 2018 e del § C8.4.3 della Circolare del C.S.LL.PP. n.7 del 21/01/2019 esplicativa l'intervento si definisce come un intervento di riparazione o intervento locale.

1.2. RELAZIONE GEOTECNICA

1.2.1. GENERALITA'

Come già ampiamente descritto nella Relazione illustrativa sulle strutture, il progetto degli interventi di natura strutturale da realizzare sull'edificio va nella direzione del consolidamento statico della fabbrica e di un miglioramento delle sue prestazioni sia in condizioni statiche che

Si prevede la realizzazione di micropali di fondazione ad interasse di circa 80 cm nella zona a valle del fabbricato dove è presente uno strato di circa un metro e mezzo di terreno con scarse caratteristiche geotecniche. I micropali sono collegati in testa a un cordolo in cemento armato di sezione 80x50 che verrà opportunamente ammorsato ai setti murari tramite prese e perfori armati. Tale sistema consentirà di riportare il carico in profondità sullo strato di terreno roccioso con caratteristiche meccaniche elevate. Inoltre i micropali conferiranno una maggiore stabilità della scarpata in quanto eviteranno il propagarsi delle fratture presenti nel sottosuolo a livello dei substrati e l'innescarsi di eventuali superfici di scorrimento, creando un sistema di cucitura diffuso e profondo tra i differenti litotipi.

sotto l'azione di forze sismiche.

Si provvederà poi ad intervenire sui maschi murari per eliminare le lesioni che si sono manifestate a causa dei cedimenti differenziali e inoltre è previsto un sistema di interventi che dovranno contrastare efficacemente i "meccanismi di primo modo" e favorire un comportamento di "tipo scatolare" da parte della struttura, grazie agli incatenamenti di piano.

1.2.2.MODELLO GEOTECNICO ADOTTATO

Di seguito si riporta un estratto del modello geotecnico adottato nelle verifiche.

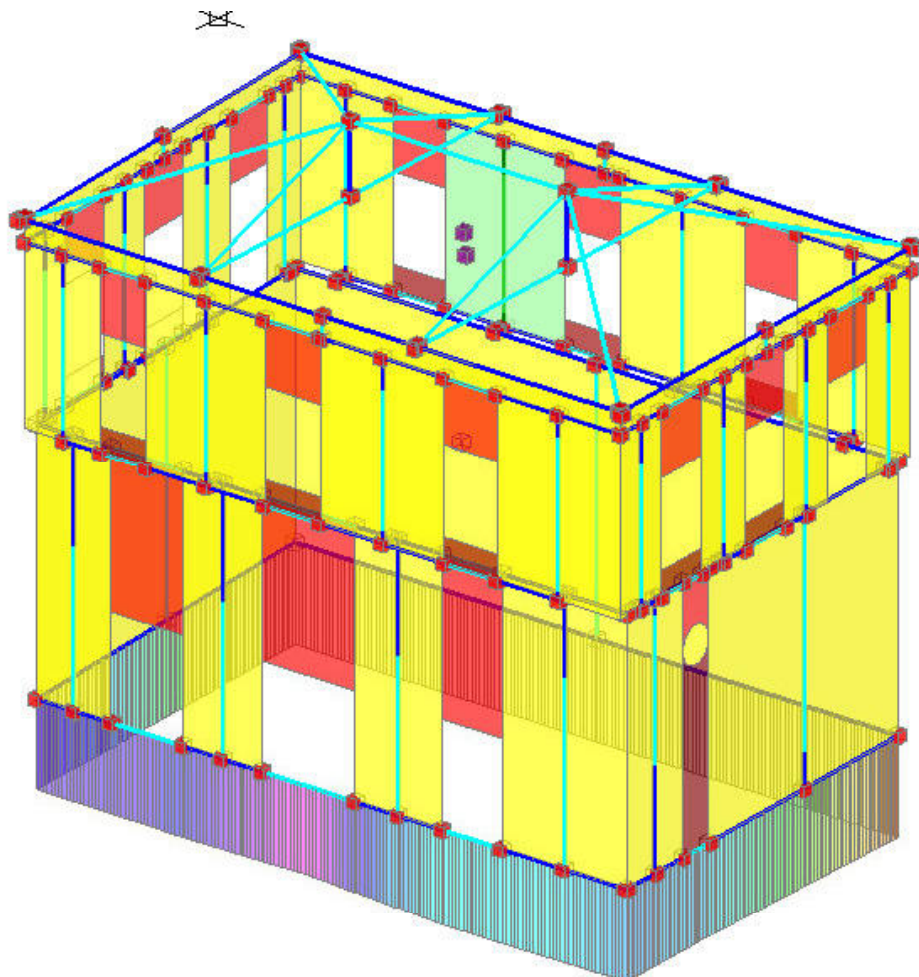
	a	b	c	d
Definizione	Suolo alterato e riporto	Pozzolana sabbiosa, poco addensata	Pozzolana, in aggregato di scorie cementate da frazione fine	Tufo litoide
Spessore [m]	1.40	3.8	11	>10 16
Nspt	3	24	RIF.	RIF
Rd [daN/cm ²]	15	40	60	120
Qc [daN/cm ²]	8	20	45	70
γ [daN/m ³]	1600	1439	1559	1650
γ_s [daN/m ³]	1700	1630	1750	1720
W %	64	44	35	27
ϕ	28°	32°	35°	40°
Coes. dren. C' [daN/cm ²]	-	0.11	0.09	-
Coes. non dren. Cu [daN/cm ²]	-	0.21	0.14	-
E [daN/cm ²]	-	152	294	418
G [daN/cm ²]	-	56	112	163
E _{ed(1-2)} [daN/cm ²]	-	60	35	-
Vs	170	270	405	636

1.2.3.VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI

Si ricava dall'analisi statica le pressioni massime agenti sul terreno. Moltiplicando la tensione per la larghezza della fondazione di 130 cm si ricava il carico al metro lineare. Considerando l'interasse tra i micropali si ottiene infine il carico assiale agente sul singolo micropalo che verrà utilizzato per le verifiche.

Tensione sul terreno
N/mm²(Valore assoluto)

0.201 - 0.204
0.204 - 0.207
0.207 - 0.210
0.210 - 0.213
0.213 - 0.217
0.217 - 0.220
0.220 - 0.223
0.223 - 0.226
0.226 - 0.229
0.229 - 0.233



Il valore massimo della tensione sul terreno, derivante dall'analisi, è quindi $0.233 \text{ N/mm}^2 = 2.33 \text{ Kg/cm}^2$.

La portanza di calcolo del terreno viene valutata secondo la teoria di Terzaghi; ai fini della verifica geotecnica, a favore di sicurezza, si farà riferimento ad un'impronta in pianta di 130 cm e un approfondimento di 100 cm (ipotizzato).

Si ricorrerà all'**Approccio progettuale 2**, impiegando un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale (R).

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_t	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La verifica di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno si otterrà dalla combinazione:

$$A1+M1+R3$$

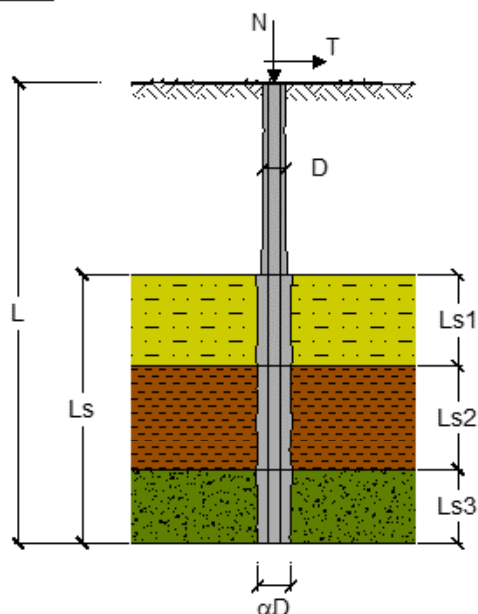
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Cave di Roma

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	151.00	0.00	151.00
T (kN)	20.00	0.00	20.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s \text{ trax}}$
SLS	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.30	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.2 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 7.50 (m)

Armatura:

☐ IPE
 ☐ INP
 ☐ HEA
 ☐ HEB
 ☐ HEM
 ☒ Tubi
 ☐ ALTRO

IPE 180
 INP 160
 HEA 300
 HEB 160
 HEM 200
 ø114,3 x 7.1

ø114,3 x 7.1

Area dell'armatura (A_{arm}): 2672 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 3.795E+06 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 66,403 (mm³)

Tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M 1.1

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 323 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210,000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 20.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore ls_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
riporto	1.40	1.10	0.22	0.150	0.150	0.070	67.67
pozzolana sabbiosa	3.80	1.20	0.24	0.160	0.160	0.075	213.72
pozzolana cementata	11.00	1.10	0.22	0.160	0.160	0.075	567.10

$Ls = 16.20$ (m) $Ql = 848.48$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta$ 15% $Qp = 127.27$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + Ql$$

$Qlim = 975.75$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

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

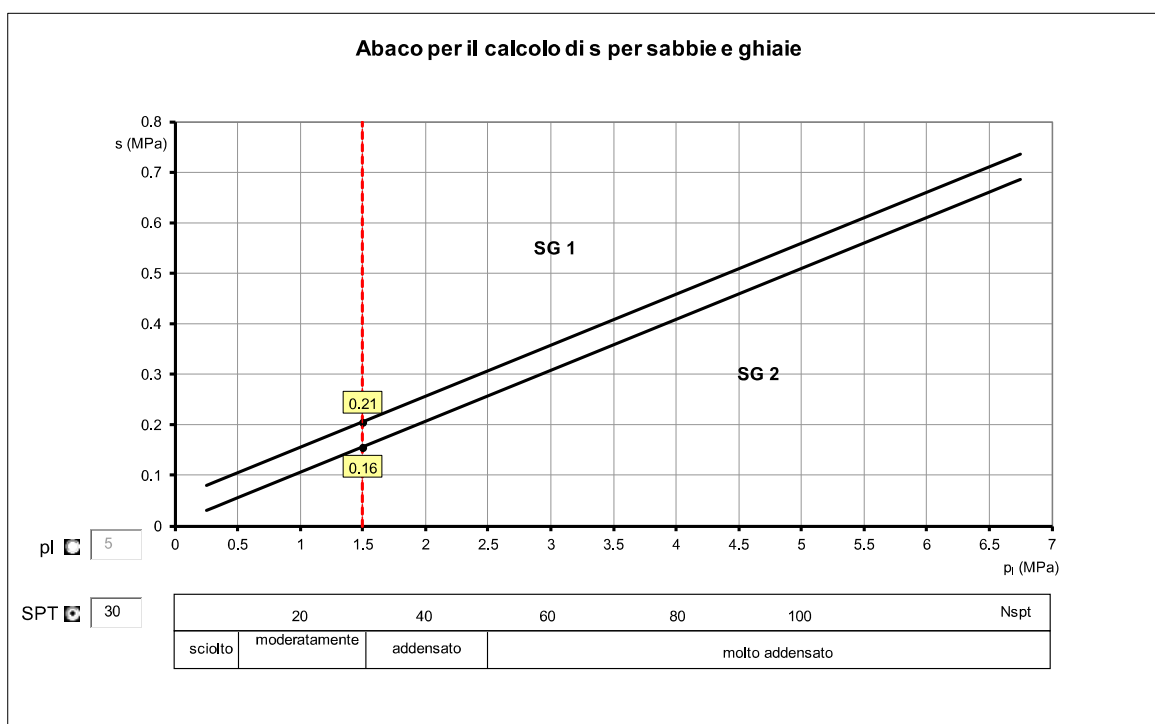
$Fs = 6.46$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) (β = k·D_{am}): 2.29 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 2699.47$ (MN) $\eta = 17.88$



Valori del coefficiente α ($V_s = L_s \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4$)				
TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 V_s	1.5 V_s
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 V_s	1.5 V_s
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 V_s	1.5 V_s
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 V_s	1.5 V_s
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 V_s	1.5 V_s
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 V_s	1.5 V_s
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) V_s	1.5 V_s
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 V_s	1.5 V_s
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) V_s	(1.5 - 2) V_s
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) V_s per strati compatti	
Calcari mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) V_s o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) V_s per strati poco fratturati; 2 V_s o più per strati fratturati	

TERRENO	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Cave di Roma

DATI DI IMPUT:

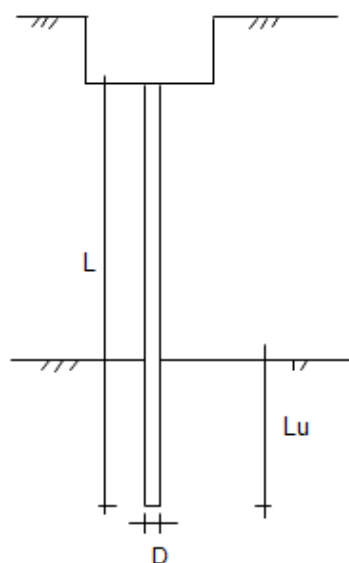
Diametro del Palo (D): 0.20 (m)

Carico massimo sul palo (Pmax): 151.00 (kN)

Lunghezza del Palo (L): 7.50 (m)

Lunghezza Utile del Palo (Lu): 2.30 (m)

Modulo di Deformazione (E): 28831 (kN/m²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): 1.56 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u \quad 3.55 \quad (\text{mm})$$

1.3.RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

1.3.1.GENERALITA'

Come già ampiamente descritto nella Relazione illustrativa sulle strutture, il progetto degli interventi di natura strutturale da realizzare sull'edificio va nella direzione del rafforzamento locale ottenendo quindi un miglioramento delle sue prestazioni sia in condizioni statiche che sotto l'azione di forze sismiche.

Avendo riscontrato fenomeni di cedimento e fessurazione, legati all'interazione terreno-struttura si è reso necessario un intervento di consolidamento del sistema fondale esistente nella zona di valle, dove siamo in presenza di un terreno superficiale con scarse caratteristiche geotecniche.

L'intervento prevede la realizzazione di fondazioni profonde atte a scaricare i carichi gravitazionali su un terreno con idonee caratteristiche di portanza.

come verificato nella relazione geotecnica, a seguito degli interventi in fondazione la portanza è ampiamente verificata e i cedimenti sono praticamente nulli.