

# PNRR

## MISSIONE 2 - C. 4 INT. 2.1B

Legge 29.12.2021, n. 233 - conversione in Legge, con modificazioni, del D.L. 6.11.2021, n. 152

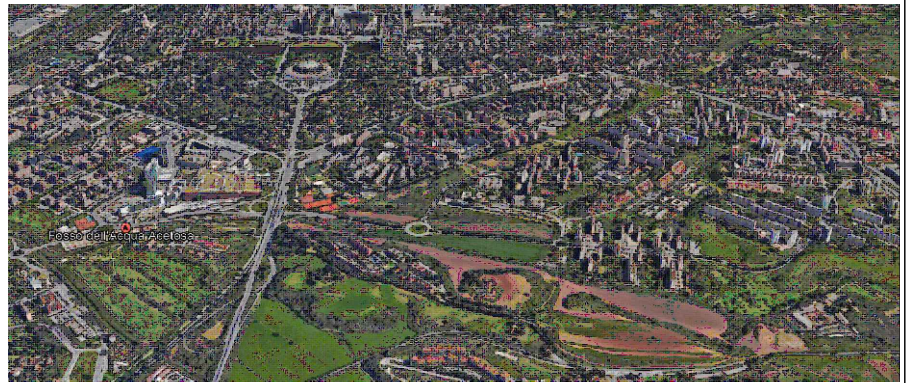
PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR), NELL'AMBITO DELLA MISSIONE 2 ,COMPONENTE 4, INVESTIMENTO 2.1B - MISURE PER LA GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONE E PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO LAVORI"

# SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL FOSSO DELL'ACQUACETOSA A MONTE DI VIA C. COLOMBO CUP F81J21000020001

SOGGETTO ATTUATORE:



DIREZIONE LAVORI PUBBLICI E INFRASTRUTTURE



RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO:  
Arch. Lea Fanny Pani

DIREZIONE LAVORI



**G.EDI S.r.l.**

DIRETTORE DEI LAVORI:  
Ing. Raffaele Abbate

DIRETTORE OPERATIVO:  
Geol. David Simoncelli



IMPRESA

I.GE.CO. S.R.L. unipersonale  
IMPRESA GENERALI COSTRUZIONI  
04100 LATINA – Viale Gramsci n. 5  
P.I.-C.F. n.00277730594 – tel/fax 0773/489048



## PERIZIA DI VARIANTE 1

Oggetto dell'elaborato:

### RELAZIONE DI CALCOLO GRUPPO CONTRO SPINTA VIA LEVI

Località	Fase	N. Tavola	Scala	Data
ROMA	PV	RELS03		12/03/2026

Versioni

Data modifica

Versioni	Data modifica
0. Prima emissione	
1.	
2.	
3.	

# REGIONE LAZIO

## SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL FOSSO DELL'ACQUACETOSA A MONTE DI VIA C. COLOMBO CUP F81J21000020001

### Realizzazione di muri di contropinta sotto via C. Levi

Committente: I.GE.CO. IMPRESA GENERALI COSTRUZIONI s.r.l. VIALE ANTONIO GRAMSCI 5 04100 - LATINA (LT)	Timbro e Firma:
--	-----------------

Progettazione:  Ing. Giacomo Ferrillo	Timbro e Firma: 
---	---

Data: Ottobre 2025	RELAZIONE DI CALCOLO RELAZIONE SUI MATERIALI E DOSAGGI RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI	Elaborato
Scala: -		

REV	DATA DATE	DESCRIZIONE DESCRIPTION	REDATTO PREPARED BY	VERIFICATO CHECKED BY	APPROVATO APPROVED BY	
00	Ottobre 2025	Emissione				
Commessa	Progetto	Codice elaborato	Revisione	N° Tomo	Formato	Nome File
□□□	□□	□□□□□	□□	□ / □	□□	

# REGIONE LAZIO

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR), NELL'AMBITO DELLA MISSIONE 2,  
COMPONENTE 4, INVESTIMENTO 2.1B - MISURE PER LA GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONE E  
PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO LAVORI"

SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL FOSSO DELL'ACQUACETOSA A MONTE  
DI VIA C. COLOMBO  
CUP F81J21000020001

SISTEMI DI CONTRASTO MICROTUNNELLING ATTRAVERSAMENTO VIA C. LEVI

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

RELAZIONE SUI MATERIALI E DOSAGGI

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

## SOMMARIO

1.	PREMESSA.....	3
2.	NORMATIVA ADOTTATA .....	4
3.	RELAZIONE SUI MATERIALI E DOSAGGI: CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	5
3.1.	<i>PALI</i> .....	5
3.2.	<i>OPERE FUORI TERRA</i> .....	5
4.	ANALISI DEI CARICHI .....	6
5.	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	7
6.	MANUFATTO DI CONTRASTO ALLA SPINTA.....	8
6.1.	<i>ANALISI STRUTTURALE OPERE FUORI TERRA</i> .....	8
6.2.	<i>VERIFICA PIASTRA DI FONDAZIONE SP. = 50CM</i> .....	11
6.3.	<i>VERIFICA PIASTRE SP. = 40CM</i> .....	13
6.4.	<i>ANALISI PARATIA DI CONTRASTO</i> .....	14
6.5.	<i>VERIFICHE DI RESISTENZA PALI Ø500</i> .....	15
7.	RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI .....	17
7.1.	<i>STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO</i> .....	17
7.2.	<i>VERIFICA A CARICO LIMITE DEI PALI DI FONDAZIONE</i> .....	18
8.	SINTESI DEI RISULTATI DELLE ANALISI.....	21

## 1. PREMESSA

Nel presente elaborato sono riportati gli schemi di calcolo e le verifiche relative alla realizzazione di sistemi di contrasto per la posa in opera con la tecnica del microtunneling delle condotte idrauliche di collegamento delle vasche artificiali in attraversamento al rilevato stradale di via Carlo Levi.

I manufatti realizzati in calcestruzzo su pali saranno successivamente utilizzati come protezione degli imbocchi dal lato vasca A.

Essi sono composti da una platea di dimensioni in pianta 5,00x3,00m avente spessore pari a 50cm, collegata alla platea di varo, di dimensioni 7,00x3,00m con spessore pari a 20cm.

Dalla platea si erge una parete 3,00x1,60m avente spessore pari a 40cm, irrigidita a tergo da n.2 setti da 2,60m aventi spessore pari a 40cm e altezza variabile.

La struttura è fondata su una fila di n.8 pali Ø500 L=8,50m sul lato opposto alla platea di varo e n.4 pali Ø500 L=8,50 sul lato adiacente.

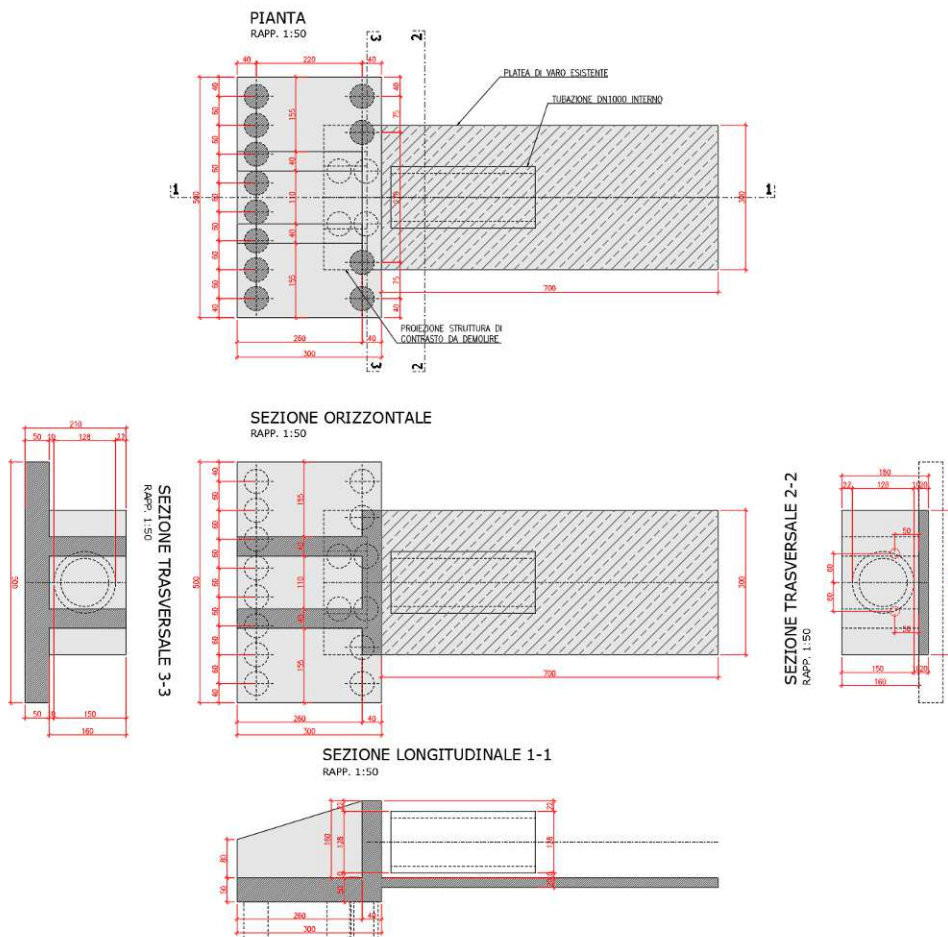


Figura 1 – Pianta e sezioni

## 2. NORMATIVA ADOTTATA

Le verifiche e i procedimenti di calcolo adottati sono quelli propri della Scienza delle Costruzioni. Le disposizioni vigenti consistono nelle seguenti norme:

- C.M. n.7 del 21.01.19:** Circolare esplicativa delle Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni.
- D.M. LL.PP. 17.01.18:** Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni.
- C.M. n.617 del 02.02.09:** Circolare esplicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni.
- D.M. LL.PP. 14.01.08:** Norme Tecniche per le Costruzioni.
- UNI EN 1994-1-1:2005** Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- L. 5.11.71 n°1086:** Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.M. LL.PP. 14.02.92:** Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. LL.PP. 9.1.96:** Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M.LL.PP. 16.1.96:** Norme tecniche relative ai *Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi*.
- D.M.LL.PP.16.1.96:** Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- C.n°11951/14.3.74:** Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica. Istruzioni per l'applicazione.
- C.n°252 /AA.GG/S.T.C.15.10.96:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996.
- Legge 2.2.74 n° 64:** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- C.n°65/10.4.97:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16 gennaio 1996.
- C.n°156 /AA.GG/S.T.C.4.7.96:** Istruzione per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996.

### 3. RELAZIONE SUI MATERIALI E DOSAGGI: CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I dimensionamenti e le verifiche strutturali sono stati eseguiti con il metodo degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio, secondo quanto prescritto nel *D.M. 17/01/2018* e nella *C.M. n.7 del 21/01/2019*, nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le caratteristiche dei materiali utilizzati nella modellazione e nelle verifiche sono riportate di seguito.

#### 3.1. PALI

##### Calcestruzzo classe di resistenza C25/30

Resistenza a compressione cilindrica	$f_{ck} = 24,90 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = 14,11 \text{ MPa}$

##### Barre di acciaio per c.a. e reti elettrosaldate - Acciaio Tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{sd} = 391,3 \text{ MPa}$

#### 3.2. OPERE FUORI TERRA

##### Calcestruzzo classe di resistenza C32/40

Resistenza a compressione cilindrica	$f_{ck} = 33,20 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = 18,81 \text{ MPa}$

##### Barre di acciaio per c.a. e reti elettrosaldate - Acciaio Tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{sd} = 391,3 \text{ MPa}$

#### 4. ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi nel rispetto delle prescrizioni imposte dal *D.M. LL.PP. 17.01.18* e *C.M. n.7 del 21/01/2019*; si distinguono pesi propri dei materiali, carichi permanenti non strutturali, e carichi variabili relativi alle costruzioni per uso civile.

- Peso proprio:  $G_1=25,00 \text{ kN/m}^3$
- Azioni eccezionali  
    Spinta martinetti  $F_k=1100 \text{ kN}$

*NOTA: La spinta dei martinetti è stata ricavata adottando una tensione tangenziale al contorno della tubazione pari a  $\tau=1 \text{ Ton/m}^2$ , per cui sarà necessario adottare una lubrificazione tale da garantire tale valore.*

## 5. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli Stati Limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1}$$

- Combinazione frequente impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili (SLE):

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{K1}$$

*Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU  
(NTC 17.01.08 par. 2.6.1. Tab. 2.6.I)*

		$\gamma_F$	A1
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	1,0
	sfavorevoli		1,3
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8
	sfavorevoli		1,5
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0
	sfavorevoli		1,5

## 6. MANUFATTO DI CONTRASTO ALLA SPINTA

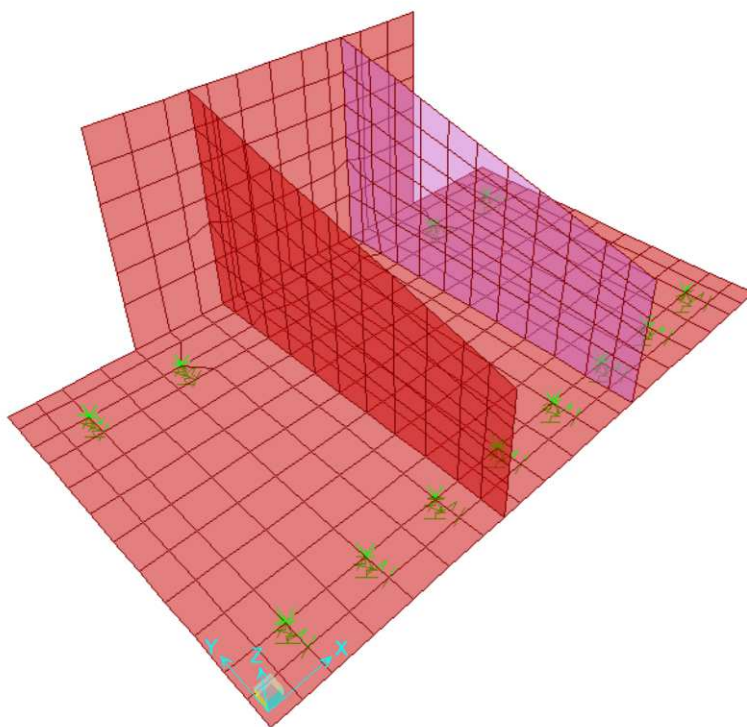
### 6.1. ANALISI STRUTTURALE OPERE FUORI TERRA

#### ➤ MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI

L'analisi della struttura (**statica lineare**) è stata eseguita mediante un modello di calcolo agli elementi finiti, ottenuto con l'ausilio del codice di calcolo *Sap2000 Advanced Ver. 10.1.1* della *Computers & Structures*.

La metodologia di calcolo adottata, prevede la discretizzazione della struttura in un numero finito di elementi "base" connesse tra di loro da nodi. In particolare, per la modellazione delle aste si è fatto ricorso ad elementi *frame* e *shell*.

I carichi riportati nel paragrafo precedente sono stati applicati direttamente alla struttura come azioni puntuali; la struttura è vincolata alla base adottando molle di rigidezza adeguata.



*Figura 2 – Modello di calcolo: vista unifilare*

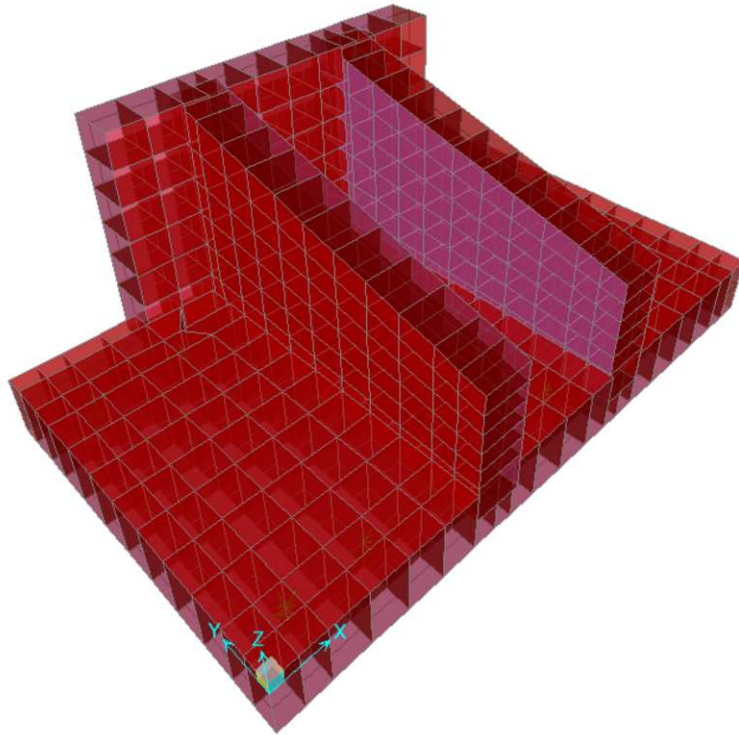


Figura 3 – Modello di calcolo: vista estrusa

➤ ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano di seguito i diagrammi di involucro delle sollecitazioni relativi a tutti gli elementi strutturali presenti.

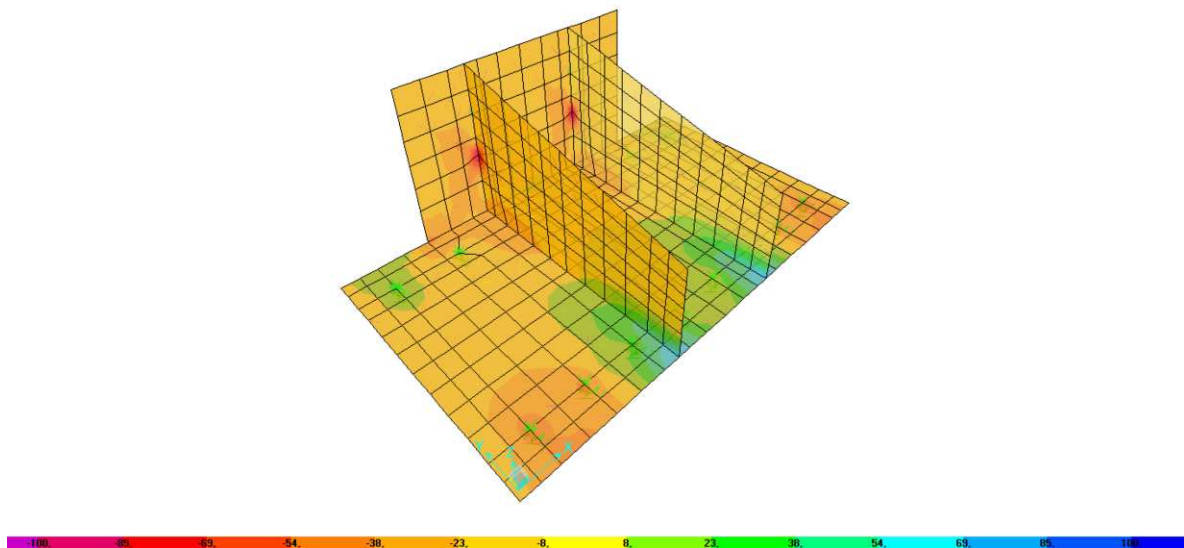


Figura 4 – Momento flettente M11 [kNm-m]

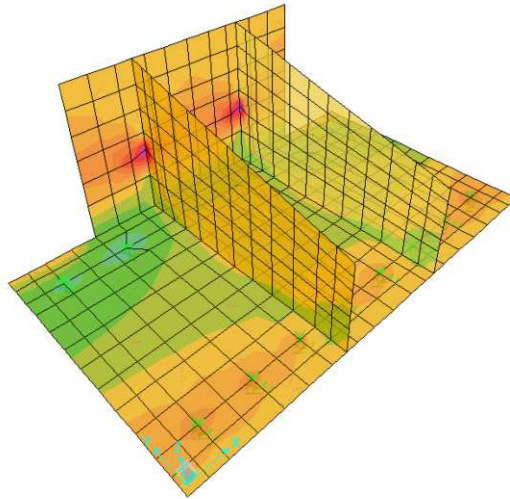


Figura 5 – Momento flettente M22 [kNm-m]

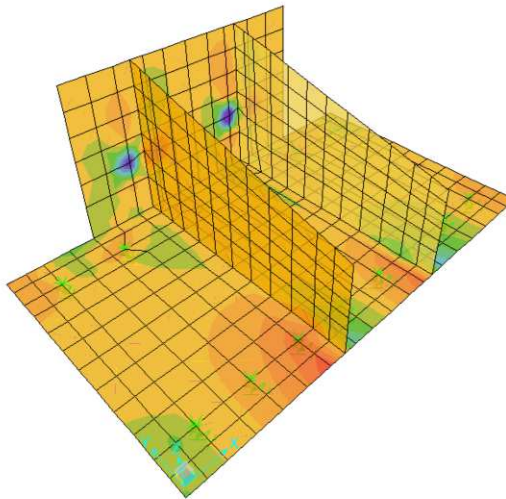


Figura 6 – Taglio V13 [kN-m]

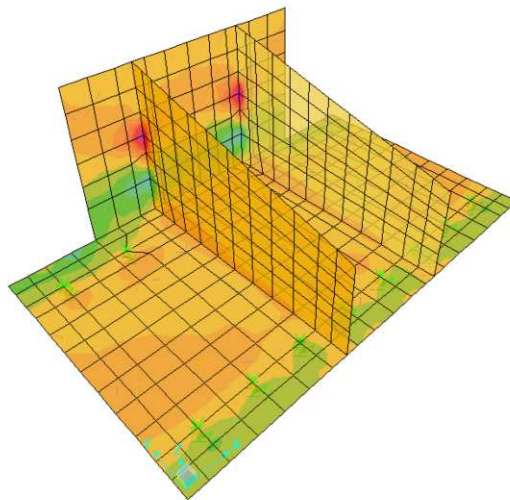


Figura 7 – Taglio V23 [kN-m]

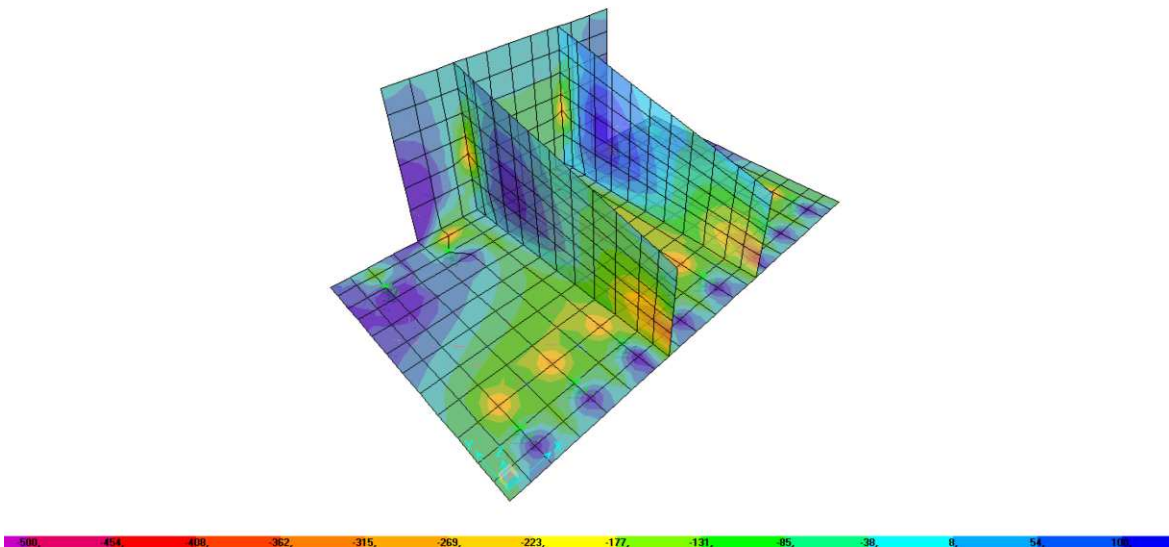


Figura 8 – Sforzo normale F11 [kN-m]

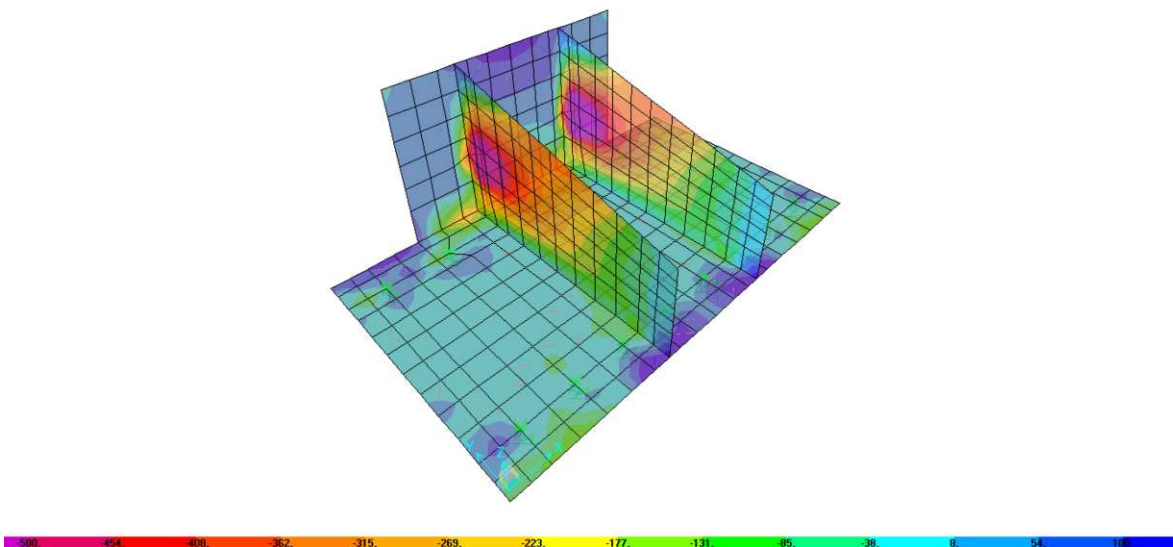


Figura 9 – Sforzo normale F22 [kN-m]

## 6.2. VERIFICA PIASTRA DI FONDAZIONE SP.=50CM

Si riporta di seguito un quadro riepilogativo delle sollecitazioni massime risultanti dall'analisi.

$$M_{\max} = 103,00 \text{ kNm-m} - N_{\min} = -295,00 \text{ kN-m}$$

### ➤ VERIFICA A FLESSIONE

Di seguito si riporta un quadro riassuntivo della verifica a flessione eseguita per una sezione 100x50cm; in essa sono disposti n.5+5Ø20.

Titolo: Piastra sp.=50cm

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	15,71	7
			2	15,71	43

Tipologia Sezione:  
 Rettang.re  Trapezi  
 a T  Cicolare  
 Rettangoli  Coord.

Diagramma della sezione rettangolare con armatura longitudinale e trasversale.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> -295 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord [cm] xN 0 yN 0

Materiali: B450C e C32/40

Proprietà	B450C	C32/40
ε <sub>su</sub> [%]	67,5	2
f <sub>yd</sub> [N/mm²]	391,3	3,5
E <sub>s</sub> [N/mm²]	200.000	18.13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	
ε <sub>syd</sub> [%]	1,957	
σ <sub>s,adm</sub> [N/mm²]	255	
τ <sub>co</sub>	0,7333	
τ <sub>c1</sub>	2,114	

Proprietà della sezione:  
σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 26,28 ‰  
d 43 cm  
x 5,054 x/d 0,1175  
δ 0,7

M<sub>xRd</sub> 204,5 kNm

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Figura 10 – Quadro riassuntivo della verifica a flessione

Il momento resistente risulta essere pari a  $M_{Rd}=204,50$  kNm-m; la verifica è rispettata con un coefficiente di sicurezza  $SF=1,98$ .

➤ VERIFICA A TAGLIO

Il taglio massimo agente risulta essere pari a:

$$V_{13}=205,00 \text{ kN-m} - V_{23}=152,00 \text{ kN-m}$$

Con riferimento alla fascia corrente e all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k \cdot f_{ck}^{3/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot x \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,20 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm)

Per la sezione in esame, la resistenza a taglio in assenza di armatura trasversale risulta essere pari a  $V_{Rd}=199,41$  kN; è dunque necessario prevedere idonee armature a taglio. Adottando spille  $\varnothing 12/30 \times 30$  si ottiene un taglio resistente pari a  $V_{Rd}=475,74$  kN-m. La verifica è dunque rispettata.

### 6.3. VERIFICA PIASTRE SP.=40CM

Si riporta di seguito un quadro riepilogativo delle sollecitazioni massime risultanti dall'analisi.

$$M_{\max}=120,00 \text{ kNm-m} - N_{\min}=-150,00 \text{ kN-m}$$

#### ➤ VERIFICA A FLESSIONE

Di seguito si riporta un quadro riassuntivo della verifica a flessione eseguita per una sezione 100x40cm; in essa sono disposti n.5+5Ø20.

**TITOLO:** Piastra sp.=40cm

**N° strati barre:** 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,71	7
			2	15,71	33

**Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n

**N<sub>Ed</sub>:** -150 kN

**M<sub>xEd</sub>:** 0 kNm

**M<sub>yEd</sub>:** 0 kNm

**P.to applicazione N:** Centro

**M<sub>xRd</sub>:** 178 kNm

**Materiali:** B450C, C32/40

**σ<sub>c</sub>:** -18,13 N/mm<sup>2</sup>

**σ<sub>s</sub>:** 391,3 N/mm<sup>2</sup>

**ε<sub>s</sub>:** 17,91 ‰

**ε<sub>c2</sub>:** 2 ‰

**ε<sub>cu</sub>:** 3,5 ‰

**f<sub>cd</sub>:** 18,13

**f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>:** 0,8

**σ<sub>c,adm</sub>:** 12,25

**τ<sub>co</sub>:** 0,7333

**τ<sub>ct</sub>:** 2,114

**Metodo di calcolo:** S.L.U. + Metodo n

**Tipo flessione:** Retta

**N° rett:** 100

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

**L<sub>0</sub>:** 0 cm **Col. modello**

Precompresso

Figura 11 – Quadro riassuntivo della verifica a flessione

Il momento resistente risulta essere pari a  $M_{Rd}=178,00 \text{ kNm-m}$ ; la verifica è rispettata con un coefficiente di sicurezza  $SF=1,48$ .

#### ➤ VERIFICA A TAGLIO

Il taglio massimo agente risulta essere pari a:

$$V_{13}=477,00 \text{ kN-m} - V_{23}=354,00 \text{ kN-m}$$

Con riferimento alla fascia corrente e all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \times d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,20 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm)

Per la sezione in esame, la resistenza a taglio in assenza di armatura trasversale risulta essere pari a  $V_{Rd} = 176,74$  kN; è dunque necessario prevedere idonee armature a taglio. Adottando spille  $\varnothing 12/20 \times 20$  si ottiene un taglio resistente pari a  $V_{Rd} = 821,49$  kN-m. La verifica è dunque rispettata.

#### 6.4. ANALISI PARATIA DI CONTRASTO

Il comportamento tensio-deformativo delle strutture di sostegno alla spinta è stato studiato tramite il software *Paratie Plus* che utilizza un metodo di calcolo a molle, assimilando la struttura di sostegno ad una trave verticale suddivisa in elementi finiti e modellando il terreno con un letto a molle di Winkler.

Si fa riferimento ad una porzione di paratia di larghezza unitaria (1,00m) applicando un carico pari a  $F = 1100/5 = 220$  kN-m.

Il programma genera automaticamente le varie combinazioni di carico, secondo il DM2018, per le quali vanno progettate le paratie.



Figura 12 – Modello di calcolo

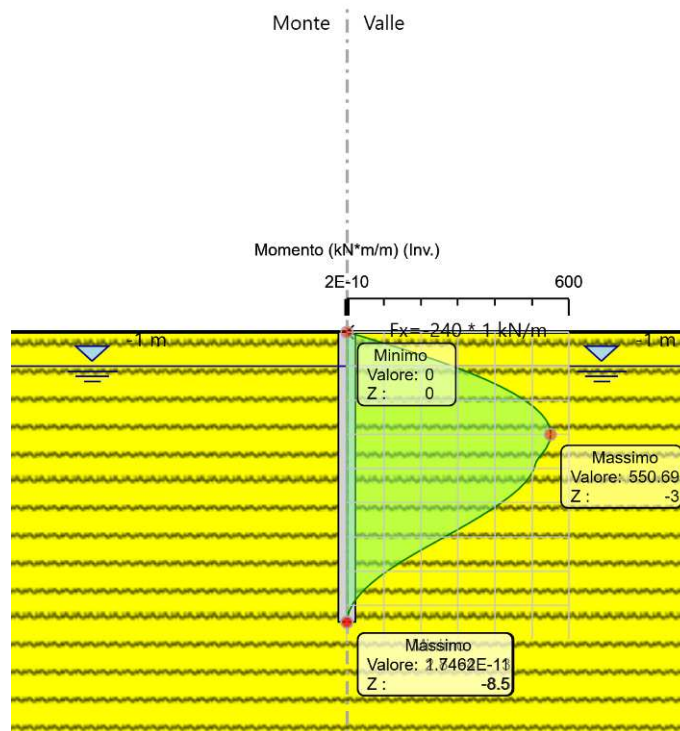


Figura 13 – Involuppo del Momento flettente [kNm-m]

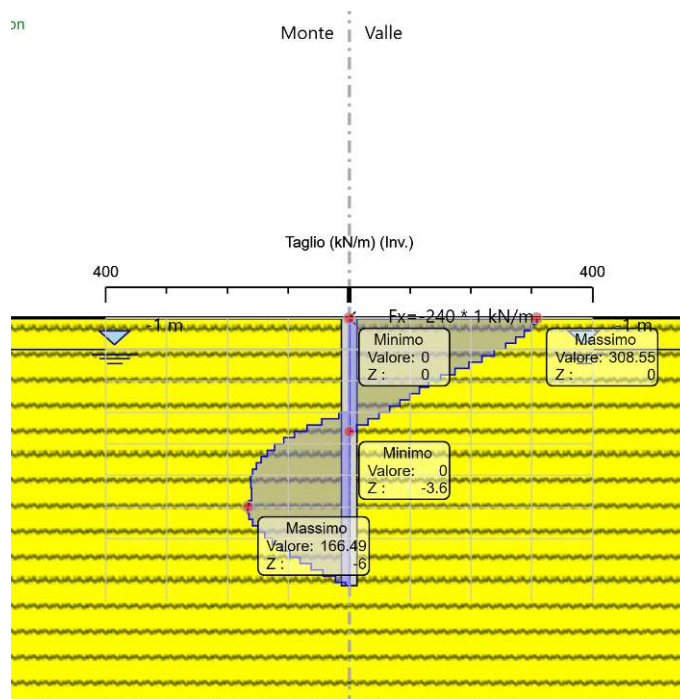


Figura 14 – Involuppo del taglio sollecitante [kN-m]

## 6.5. VERIFICHE DI RESISTENZA PALI Ø500

### Verifica a flessione

Di seguito si riporta un quadro riassuntivo della verifica a flessione eseguita su una sezione Ø500 armata con n.16Ø22. Il momento sollecitante è pari a  $M_{sd} = 550,69 \times 0,6 = 330,41$  kNm.

**Titolo :** Palo Ø500

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 25 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 16  
 Diametro barre: 2,2 [cm]  
 Copriferro (baric.): 5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Selezioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: -71,4 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

**P.to applicazione N**  
 Centro Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 14,17  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
 ε<sub>syd</sub>: 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 9,75  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>cd</sub>: 0,6  
 τ<sub>c1</sub>: 1,829

M<sub>xRd</sub>: 362,1 kNm  
 σ<sub>c</sub>: -14,17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 5,884 ‰  
 d: 45 cm  
 x: 16,78 x/d: 0,373  
 δ: 0,9062

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re Trapezi  
 a T Circolare  
 Rettangoli Coord.

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U. + Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta essere pari a  $M_{Rd}=362,10$  kNm; poiché il momento flettente massimo risulta essere pari a  $M_{Sd}=330,41$  kNm, la verifica è rispettata con un fattore di sicurezza  $SF=1,09$ .

### Verifica a taglio (Pali Ø500)

Il taglio massimo agente sul singolo palo risulta essere pari a  $V_{Sd}=308,55 \times 0,6 = 185,13$  kN.

Si riporta di seguito un quadro riepilogativo con le verifiche eseguite su una sezione rettangolare equivalente, adottando una spirale Ø8/15''.

Verifica a taglio elementi con armatura trasversale	
<b>Sollecitazioni</b>	
$V_{Ed}$	185,13 kN
<b>Caratteristiche meccaniche dei materiali</b>	
Rok	30 MPa
γ	1,5
fcd	14,11 MPa
B450 C	450 MPa
γ	1,15
f <sub>yd</sub>	391,30 MPa
<b>Caratteristiche geometriche sezione</b>	
b <sub>w</sub>	0,4212 m
h	0,4274 m
A <sub>w</sub>	0,00 mm <sup>2</sup>
A <sub>s</sub>	0,00 mm <sup>2</sup>
A <sub>st</sub>	100,53 mm <sup>2</sup>
c	5 cm
d	0,3774 m
s	150 mm
<b>Calcolo dei parametri</b>	
α	90
c <sub>1p9</sub>	2,500
c <sub>1p3</sub>	0,00
<b>Taglio resistente</b>	
V <sub>Rd1</sub>	222,69 kN
V <sub>Rd2</sub>	348,04 kN
V <sub>Rd3</sub>	222,69 kN
<b>Verifiche</b>	
V <sub>Rd1</sub> > V <sub>Ed</sub>	1,20

Disposizioni normative		
<b>Staffe</b>		
NTC 4.1.6.1.1	Sezione complessiva delle staffe non inferiore ad A <sub>st</sub> =1,5b mm <sup>2</sup> /m	0,670 OK
	Almeno tre staffe per metro	s= 150 OK
	Passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile	s= 150 OK
<b>PRESCRIZIONI GEOMETRICHE RISPETTATE</b>		

Armature longitudinali	
9,2,3(4) EC2	La disposizione delle barre longitudinali deve essere tale da avere almeno una barra per spigolo e con le altre barre uniformemente distribuite lungo il perimetro interno delle staffe e con spaziatura non superiore a 350mm

Determinazione valore di θ	
μ <sub>rel</sub>	0,04 %
cotθ	3,21
Crisi acciaio -- adotta cotθ=2,5	

Crisi calcestruzzo -- adotta cotθ=1,00  
 Crisi acciaio -- adotta cotθ=2,5  
 Crisi simultanea -- adotta cotθ=valore

## 7. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Per la caratterizzazione del piano di sedime si è fatto riferimento alla Relazione geologica inerente il progetto "Misure per la gestione del rischio alluvione e per la riduzione del rischio idrogeologico"- "Sistemazione idraulica del fosso dell'Acqua Acetosa a monte di Via C. Colombo", commissionato dalla Regione Lazio e redatta dal Dott. Geol. David Simoncelli in data Marzo 2024.

### 7.1. STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

In riferimento all'"Intervento A", il dati ottenuti hanno evidenziato, dall'alto verso il basso, una situazione stratigrafica caratterizzata a larga scala da una successione dei terreni pressoché omogenea, con un andamento degli strati, che segue in linea di massima la morfologia dell'area, caratterizzata dalla presenza di:

- LIMI E LIMI ARGILLOSI POCO CONSISTENTI, mostrano uno spessore minimo di circa 6.0 metri;
- LIMI E LIMI ARGILLOSI MODERATAMENTE CONSISTENTI, mostrano uno spessore minimo di 3.0 m;
- LIMI E LIMI ARGILLOSI DA MEDIAMENTE CONSISTENTI A CONSISTENTI, mostrano uno spessore minimo di 1.2 m

Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche, si fa presente che i valori di  $N_{spt}$  forniti da indagini geognostiche effettuate nella medesima area ed in aree limitrofe ed adiacenti, unitamente all'acquisizione dati tratti da prove di laboratorio effettuate su analoghi litotipi, congiuntamente a misurazioni mediante strumenti portatili, hanno permesso di determinare la seguente tabella dei parametri minimi dei litotipi rinvenuti:

LITOTIPI	Peso di volume $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	Angolo di attrito $\phi$ (°)	Coesione drenata C (t/m <sup>2</sup> )
LIMI E LIMI ARGILLOSI POCO CONSISTENTI	1.68	22	0.8
LIMI E LIMI ARGILLOSI MODERATAMENTE CONSISTENTI	1.72	24	0.8
LIMI E LIMI ARGILLOSI DA MEDIAMENTE CONSISTENTI A CONSISTENTI	1.80	28	1.0

Nel caso in esame si fa riferimento, cautelativamente, alla Sezione n.14 riportata di seguito, adottando il primo stato per tutta la profondità oggetto delle opere.



## Carico limite di compressione (Pali Ø500)

**CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO**

**CANTIERE:** \_\_\_\_\_ **OPERA:** \_\_\_\_\_

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): 0,50 (m) Area del Palo (A<sub>p</sub>): 0,196 (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>t</sub>): 0,50 (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>f</sub>): 1,00 (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): 0 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 67 (kN)  
 Numero di strati: 1 L<sub>palo</sub> = 8,50 (m)

coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base			
	permanenti	variabili	γ <sub>k</sub>	γ <sub>l</sub>	γ <sub>l,red</sub>	
<b>Metodo di calcolo</b>						
SLU	A1-M1-R1	☐	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2-M1-R2	☐	1,00	1,30	1,70	1,45
	A1-M1-R3	⊗	1,30	1,50	1,35	1,15
	SISMA	☐	1,00	1,00	1,35	1,15
	DM98	☐	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista	☐	1,10	1,20	1,50	1,30	1,30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
γ <sub>k</sub>	1,70	1,85	1,80	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
γ <sub>l</sub>	1,70	1,95	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI			
			γ	c <sub>med</sub>	φ <sub>med</sub>	c <sub>med</sub>
1	8,50	argilla mediamente consistente	16,80	8,0	22,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0,63	0,40		

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)			
			γ	c <sub>min</sub>	φ <sub>min</sub>	c <sub>min</sub>
1	8,50	argilla mediamente consistente	16,80	8,0	22,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0,63	0,40		

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q <sub>si</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	q <sub>b</sub>	Q <sub>bm</sub>	Q <sub>si</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	q <sub>b</sub>	Q <sub>bm</sub>
1	8,50	argilla mediamente consistente	142,2	5,09	10,11	443,0	87,0	142,2	5,09	10,11	443,0	87,0

**CARICO ASSIALE AGENTE**

N<sub>d</sub> = N<sub>G</sub> · γ<sub>G</sub> + N<sub>Q</sub> · γ<sub>Q</sub>

N<sub>d</sub> = 100,5 (kN)

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

base R<sub>k,cat,med</sub> = 87,0 (kN)

laterale R<sub>r,cat,med</sub> = 142,2 (kN)

totale R<sub>c,cat,med</sub> = 229,2 (kN)

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

base R<sub>k,cat,min</sub> = 87,0 (kN)

laterale R<sub>r,cat,min</sub> = 142,2 (kN)

totale R<sub>c,cat,min</sub> = 229,2 (kN)

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

R<sub>b,k</sub> = Min(R<sub>k,cat,med</sub>/γ<sub>S</sub>; R<sub>k,cat,a</sub>) = 87,0 (kN)

R<sub>r,k</sub> = Min(R<sub>r,cat,med</sub>/γ<sub>S</sub>; R<sub>r,cat,ai</sub>) = 142,2 (kN)

R<sub>c,k</sub> = R<sub>b,k</sub> + R<sub>r,k</sub> = 229,2 (kN)

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

R<sub>c,d</sub> = R<sub>b,k</sub>/γ<sub>b</sub> + R<sub>r,k</sub>/γ<sub>rs</sub>

R<sub>c,d</sub> = 188,1 (kN)

F<sub>s</sub> = R<sub>c,d</sub> / N<sub>d</sub>

F<sub>s</sub> = 1,87

# Carico limite di trazione (Pali Ø500)

## CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

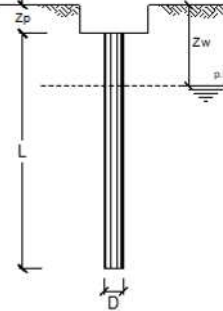
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0,50	(m)	Area del Palo (A <sub>p</sub> ):	0,196	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>t</sub> ):	0,50	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>f</sub> ):	1,00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	0	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	47,6	(kN)
Numero di strati	1		Lpalo =	8,50	(m)

coefficienti parziali	Metodo di calcolo	azioni		resistenza laterale e di base		
		permanenti γ <sub>c</sub>	variabili γ <sub>q</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>b</sub>	γ <sub>ed</sub>
SLU	A1-M1-R1	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2-M1-R2	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1-M1-R3	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
DM88		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		1,10	1,20	1,50	1,30	1,30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
γ <sub>s</sub>	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
γ <sub>b</sub>	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI			
			γ (kNm <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>med</sub> (kPa)
1	8,50	argilla mediamente consistente	16,80	8,0	22,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	β	α	α
0,63	0,40	-	-

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)			
			γ (kNm <sup>3</sup> )	c <sub>min</sub> (kPa)	φ <sub>min</sub> (°)	c <sub>min</sub> (kPa)
1	8,50	argilla mediamente consistente	16,80	8,0	22,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	β	α	α
0,63	0,40	-	-

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media				minima (solo SLU)					
			Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)	Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1	8,50	argilla mediamente consistente	142,2	5,09	10,11	443,0	87,0	142,2	5,09	10,11	443,0	87,0

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = -71,4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{s,cat,med} = .0 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{r,cat,med} = 142,2 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cat,med} = 142,2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{s,cat,min} = .0 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{r,cat,min} = 142,2 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cat,min} = 142,2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{s,cat,med} \cdot \gamma_{s3} ; R_{s,cat,min} \cdot \gamma_{s3})$$

$$R_{r,k} = \text{Min}(R_{r,cat,med} \cdot \gamma_{s3} ; R_{r,cat,min} \cdot \gamma_{s3})$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{r,k} = 142,2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k} \cdot \gamma_b + R_{r,k} \cdot \gamma_s$$

$$R_{c,d} = 113,8 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1,59$$

Calvizzano (NA), Ottobre 2025

Il Progettista  
ing. Giacomo Ferrillo

## 8. SINTESI DEI RISULTATI DELLE ANALISI

Le analisi hanno evidenziato livelli di sollecitazione e deformazione negli elementi strutturali e nel terreno, inferiori ai valori massimi imposti dalla Normativa.

IN PARTICOLARE, SI DICHIARA CHE I RISULTATI DELLE ANALISI SVOLTE RISPETTANO QUANTO PRESCRITTO DAL D.M. 17/01/2018 e C.M. n.7 del 21/01/2019.

Tutti i riferimenti grafici sono contenuti nelle tavole allegate al progetto.

Calvizzano (NA), Ottobre 2025

**Il Progettista**

ing. Giacomo Ferrillo

