 CITTÀ METROPOLITANA DI BOLOGNA	PROGETTO DI MESSA IN SICUREZZA PER MOVIMENTI FRANOSI	Rev: 00 Data: luglio 2021.
AREA SERVIZI TERRITORIALI METROPOLITANI		Pag: 1 di 47

A043 – I.I.S. “L. Fantini”

Via Bologna, 240 - Vergato (BO)

**Intervento di messa in sicurezza per movimenti franosi
“I.T.C. Fantini” di Vergato (BO)**

R.8_RELAZIONE DI CALCOLO


Progettista e Dirigente :

Ing. Massimo Biagetti

R.U.P.


Ing. Marco Ferrarini

Luglio 2021

 CITTÀ METROPOLITANA DI BOLOGNA	PROGETTO DI MESSA IN SICUREZZA PER MOVIMENTI FRANOSI	Rev: 00 Data: luglio 2021.
AREA SERVIZI TERRITORIALI METROPOLITANI		Pag: 2 di 47

PREMESSA ALLA RELAZIONE DI CALCOLO

- 1 Viene di seguito riportato il medesimo documento oggetto di deposito sismico presso il Comune di Vergato; deposito avvenuto con trasmissione eseguita, in data 18/06/2021 , mediante 3 invii (in atti al fasc. 9.3.1.1/7/2020) indirizzati al Comune .
- 2 Il documento è stato firmato dall'Ing. Davide Grablovitz (residente a Brescia ed iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Cremona al n° 1255) quale progettista strutturale e progettista architettonico facente parte della Società Delta Engineering Services Srl (Mandataria) Sede a Ferrara in via Bertok n. 29/G che in RTP con S.S.T.- Studio Servizi Tecnici del Dott. Geol. Thomas Veronese (Mandante), è stata incaricata della progettazione dell'intervento di messa in sicurezza per movimenti franosi dell' Istituto "ITC Fantini" in Via Bologna,n. 240 – Vergato (BO). (Codice edificio 370591000 - CUP C29E19000280002); incarico contemplante l'elaborazione della documentazione necessaria per l'assolvimento degli obblighi di legge ai fini sismici in riferimento al rispetto di quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 e relativa Circolare per la costruzione del nuovo tratto di muro di sostegno..
- 3 Per quanto sopra indicato, preso atto delle risultanze e degli esiti positivi delle verifiche, si allega la relazione di calcolo dell'intervento di messa in sicurezza per movimenti franosi dell' Istituto "ITC Fantini" in Via Bologna,n. 240 – Vergato (BO).

 CITTÀ METROPOLITANA DI BOLOGNA	PROGETTO DI MESSA IN SICUREZZA PER MOVIMENTI FRANOSI I.T.C. Fantini di Vergato	Rev: 00 Data: luglio 2021.
AREA SERVIZI TERRITORIALI METROPOLITANI		Pag: 3 di 47

ALLEGATO : RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO DEFINITIVO

Intervento di messa in sicurezza per movimenti franosi

"I.T.C. FANTINI "

Via Bologna, 10 - Vergato (BO)

CUP C29E19000280002 (MUTUO BEI 2019)

oggetto: **Relazione di calcolo**

relazione n°: **H**

scala elab.to: --

data: 12/04/2021

codice: DES-694

revisione: 00

Prima emissione

Archivio:
DES-694-H-RELAZIONE_CALCULO-R0

**PROPRIETA':
CITTÀ METROPOLITANA di BOLOGNA**

Dirigente d'Area per il Dirigente del Servizio Edilizia Scolastica,
Istituzionale, Prevenzione e Protezione : Ing. Massimo Biagetti

RUP Ing. Marco Ferrarini

PROGETTISTI

Mandataria



DELTA ENGINEERING SERVICES s.r.l.

Ing. Davide Grablovitz (incaricato dell'integrazione tra le varie prestazioni nonché delle attività rilievi manufatti e planoaltimetrici, relaz. geotecnica, verifica sismica, progettazione definitiva)

Ing. Alberto Bassi (relazione idrologica e relazione idraulica)

Ing. Linda Cremon (relazione generale e tecnica, elaborati grafici, calcolo delle strutture e impianti, relazione sismica e sulle strutture , progettazione definitiva)

Geom. Matteo Ghirelli (rilevazioni topografiche, tracciamenti GPS e supporto grafico)

Arch. Alice Merlante (relazione archeologica preliminare)

Mandante



Dott. Geol. Thomas Veronese (relazione geologica)

CITTÀ METROPOLITANA di BOLOGNA - Via Zamboni, 13 - 40126 Bologna - Tel. 051/6598111

In base alle leggi vigenti dei diritti d'autore è vietata la copia o la riproduzione, anche parziale, di questo elaborato senza esplicita preventiva autorizzazione, ogni diritto è espressamente riservato ed esclusivo.

KEY MAP



CLIENTE

Città Metropolitana di Bologna

PROGETTO

Intervento di messa in sicurezza per movimenti
franosì "I.T.C. Fantini" di Vergato (BO)

PROGETTO DEFINITIVO

TITOLO

RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE DI REVISIONE

00	12/04/2021	Prima emissione	Davide Grablovitz	Davide Grablovitz
R	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	CONTROLLATO
	DATA	SCALA	COMMESSA	APPROVATO
	12/04/2021	-	DES-694	

DISEGNO

DES-694-H-RELAZIONE_CALCOLO-R0

REV

ID. DOC.

00

H

NOTA GENERALE:
IL PRESENTE ELABORATO PROGETTUALE E' DI PROPRIETA' DI DELTA ENGINEERING S.r.l.
E' FATTO DIVIETO A CHIUNQUE DI PROCEDERE, IN QUALSIASI MODO E SOTTO QUALSIASI FORMA, ALLA SUA
RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, OVVERO DI DIVULGARE A TERZI QUALSIASI INFORMAZIONE IN MERITO,
SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE RILASCIATA PER ISCRITTO DA DELTA ENGINEERING S.r.l.

DELTA ENGINEERING SERVICES S.r.l.

Via Bèla Bartók 29/g-44124, Ferrara
Tel. +39 0532 718417 – fax +39 0532 1711059e-mail: info@deltaes.it
C.F. e P.I. 01798950380Direttore Tecnico: Ing. Alberto Bassi
Progettista Strutturale: Ing. Linda Cremon
Progettista Architettonico:SISTEMA DI GESTIONE
QUALITÀ CERTIFICATOCERTIQUALITY
E MEMBRO DELLA
FEDERAZIONE CISODELTA ENGINEERING
SERVICES S.R.L.

Sommario

1	Descrizione dell'intervento.....	3
2	Normativa	5
3	RELAZIONE DI CALCOLO	6
3.1.	Terreno In Sito.....	7
3.2.	DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE	8
3.2.1.	Verifiche nei confronti degli stati limite Ultimi (SLU).....	8
3.2.2.	Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici (HYD e UPL)	11
3.2.3	Verifiche nei confronti degli stati limite di Esercizio (SLE).....	13
3.3.	OPERE DI SOSTEGNO – PARATIA DI PALI TRIVELLATI.....	14
3.4.	Azioni Agenti sulle Opere di Sostegno – Paratia di Pali Trivellati	17
3.5.	Analisi Strutturali – Sezione Tipologica Paratia	17
3.5.1.	Materiali Impiegati	17
3.6.	Verifica Geotecnica e Strutturale della Paratia	18
3.6.1.	Analisi e risultati.....	18
3.6.2.	Verifica geotecnica di instabilità globale (SLU GEO – A2+M2+R2).....	20
3.6.3.	Verifica degli elementi strutturali (SLU STR – A1+M1+R1)	20
3.6.4.	Verifica agli stati limite di esercizio (SLE).....	22
3.7.	OPERE DI SOSTEGNO – MURO SU PALI.....	23
3.7.1	Azioni Agenti sulle Opere di Sostegno – Muro di sostegno su pali	27
3.7.2	Analisi Strutturali – Sezione Tipologica Muro.....	28
3.7.3	Verifica Geotecnica e Strutturale del Muro di Sostegno.....	29
3.7.4	Verifica geotecnica di instabilità globale (SLU GEO – A2+M2+R2)	34
3.7.5	Verifica degli elementi strutturali (SLU STR – A1+M1+R3).....	34
3.7.6	Verifica agli stati limite di esercizio (SLE).....	40
4	CONCLUSIONI	43

1 Descrizione dell'intervento

La presente relazione viene redatta per la realizzazione di un intervento di messa in sicurezza per movimenti franosi dell'Istituto "ITC Fantini" in Via Bologna, 10 – Vergato (BO) su incarico del Dott. Ing. Massimo Biagetti, Dirigente dell'Area Servizi territoriali metropolitani, Dirigente pro-tempore del Servizio Edilizia Scolastica, Istituzionale, Prevenzione e Protezione della Città Metropolitana di Bologna (C.F. e P.IVA 03428581205), con determinazione dirigenziale n. 845 del 06/08/2020 - pg 40308/2020.

La porzione di struttura da analizzare, risale alla costruzione della scuola medesima, realizzata tra il 2001 e 2002. Le modifiche apportate negli anni alle strutture e al contesto d'intorno del manufatto da demolire e ricostruire sono numerose. Si nota, in ogni caso, che relativamente alla realizzazione dei muri, oggetto di indagine e intervento, nel 2002 (anno di costruzione della scuola), è stata fatta una perizia per realizzare dei muri su pali nel tratto più a Nord della strada secondaria di accesso alla scuola. Questi muri, ad oggi, risultano integri e in buono stato.

Il muro realizzato, in assenza di pali di fondazione risulta essere in pessime condizioni. Si possono evidenziare nello specifico numerose fessurazioni e rotture oltre che un evidente moto di ribaltamento a valle del muro stesso. Gli interventi eseguiti nel 2006 e nel 2009, pur mitigando le deformazioni e i movimenti del muro danneggiato, non hanno ridotto la sua pericolosità.

L'intervento più efficace eseguito, è stato quello realizzato nei confronti dell'infiltrazione delle acque, è stata infatti realizzata una barriera idraulica provvista di dreni verticali profondi 13.00 m, che intercettano lo strato più soggetto a filtrazione delle acque.

A fronte di queste evidenze di campo, risulta necessario realizzare un intervento che possa eliminare in maniera definitiva il problema strutturale; si è deciso di realizzare, nello specifico, dopo la demolizione del muro esistente di confine del parcheggio, la ricostruzione del muro medesimo secondo le normative vigenti in materia. Il muro sarà provvisto di una paratia di sostegno di monte e di una fondazione su pali.

Le attività che verranno realizzate per la demolizione e ricostruzione del muro oggetto di intervento (**Figura 1.I**), saranno le seguenti:

- 1) Predisposizione dei piani a monte del muro per la realizzazione di una paratia di pali ad elica continua permanente (d.600 mm – l=16.60 m);
- 2) Demolizione del muro esistente in tutte le sue parti;
- 3) Ricostruzione di nuovo muro su pali di fondazione (d. 600 mm – l=14.00 m).

L'attività soggetta a verifica è quella legata sia alla verifica provvisoria e definitiva della protezione degli scavi, sia alla verifica di resistenza del nuovo muro in maniera che sia adeguato rispetto alla condizione attuale.



Figura 1.1: Muro oggetto di intervento.

In linea generale, quindi, la relazione di calcolo documenta, da una parte, le analisi tenso-deformative, le verifiche geotecniche e strutturali di tutte le opere provvisorie e permanenti previste e dall'altra ne verifica gli aspetti tecnici e di sicurezza.

Tutte le opere previste dovranno contenere le azioni e le spinte derivanti dallo scavo necessario per poter realizzare le opere di progetto e le verifiche di tutte le componenti delle azioni nella condizione finale dell'intervento a muro terminato.

I dati in ingresso utilizzati sono i seguenti:

- 1- Relazione Geologica – Sismica – Geotecnica, redatta dallo Studio S.S.T. del Dott. Geol. Thomas Veronese;
- 2- Rilievo topografico realizzato dallo Studio Delta Engineering & Services Srl.

Tutte le verifiche sopra richiamate ed effettuate con riferimento agli stati ultimi definiti dalle NTC al Capitolo 6 e 7 per le singole opere risultano soddisfatte e si possono quindi ritenere compatibili con le esigenze di funzionalità delle opere da realizzare.

2 Normativa

Il quadro normativo di riferimento è quindi il seguente:

- **Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003** - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **D.M. 17 gennaio 2018**– Aggiornamento alle “Norme tecniche per le Costruzioni”.
- **Eurocodice 7** - Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- **Eurocodice 8** - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Si fa inoltre riferimento, anche se non espressamente citate, alle circolari esplicative dei decreti ministeriali attuativi di cui sopra.

3 RELAZIONE DI CALCOLO

Nella relazione di calcolo le verifiche essenziali sono riportate con riferimento al metodo degli Stati Limite Ultimi e considerando quindi tutte le azioni caratteristiche amplificate per le singole combinazioni di carico dovute alla spinta del terreno o a carichi agenti esterni a monte della paratia (accidentali).

Lo studio delle strutture viene condotto secondo i metodi della Scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

I codici di calcolo utilizzati sono:

- 1) Software di calcolo SPW della Geostru Software, sono finalizzati alla determinazione delle strutture rigide e flessibili agli elementi finiti (FEM) con attribuzione al terreno di molle elastiche e moduli di rigidezza variabili a seconda del tipo di terreno (K_s) – per la valutazione delle paratie di pali.
- 2) Software di calcolo MDC della Geostru Software, finalizzato al calcolo dei muri di sostegno anche su pali e in condizioni di stabilità particolari – per la progettazione del nuovo muro.
- 3) Software di calcolo SLOPE della Geostru Software per la verifica delle condizioni di stabilità in cui si garantisce l'attribuzione parametrica delle spinte e dei fattori di sicurezza funzionali alle caratteristiche geotecniche e alle opere presenti sul versante – per la verifica della stabilità di versante.

La relazione di calcolo sarà divisa in tre sezioni:

- A) PARATIA DI PALI TRIVELLATI: attività da eseguire prima di ogni altra nelle fasi di lavoro;
- B) MURO DI SOSTEGNO: attività di calcolo globale e costruttivo del muro su pali;
- C) PALI DI FONDAZIONE: verifica dei pali di fondazione.

3.1. Terreno In Sito

I parametri geotecnici utilizzati per il calcolo delle opere di sostegno sono stati desunti dalla relazione geologica. I parametri di progetto utilizzati per la verifica sono stati inseriti nelle **Figura 3.1.1.**

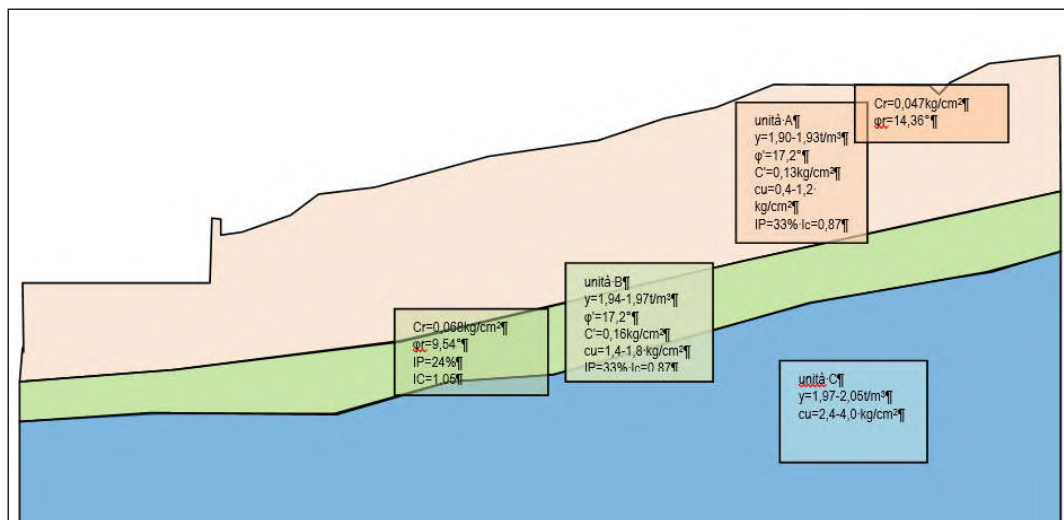


Figura 3.1.1: Parametrizzazione geotecnica di versante.

Nella Tabella 3.1.2, sono indicate invece le potenze degli strati e le velocità di sito ottenuto dalle prove.

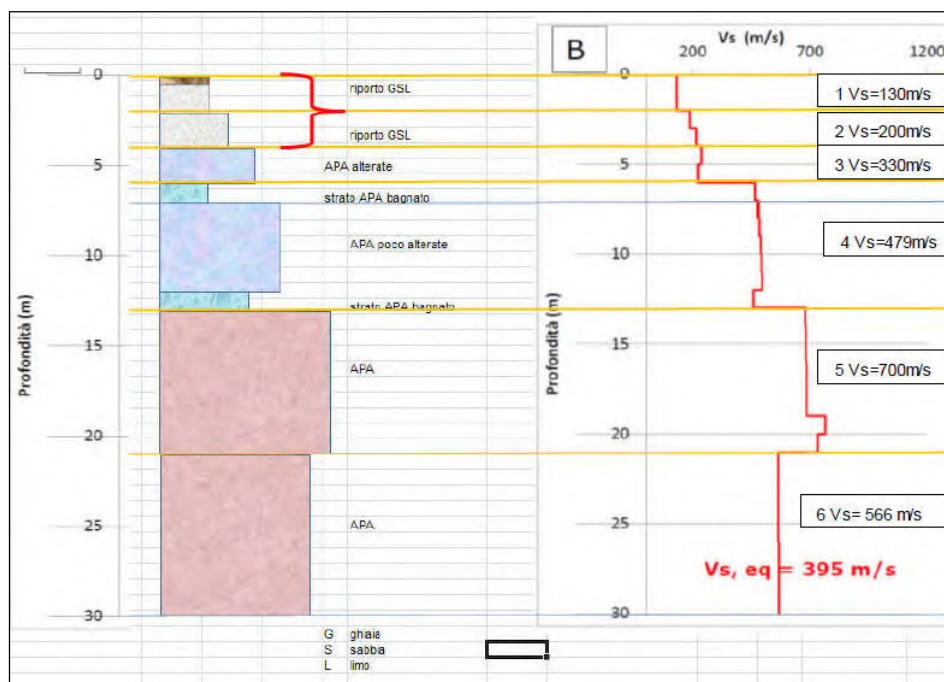


Tabella 3.1.2: Parametrizzazione geotecnica estratta dalla Relazione.

La tipologia Stratigrafica è stata considerata **B**, quella Topografica **T1**.

Nel sondaggio è stata rilevata una umidità rilevante compresa tra i 6 e i 13m che non è rappresentativa della presenza di una falda, ma solo di venute d'acqua di versante.

La falda è stata invece rilevata a quota media di -30.00 m dal piano campagna di prova. Per i calcoli geotecnici e strutturali nelle varie fasi verrà utilizzata sempre alla medesima quota.

In base alle stratigrafie appena descritte, verranno determinate le caratteristiche di progetto delle singole opere.

3.2. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE

3.2.1. Verifiche nei confronti degli stati limite Ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione:

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Gli effetti delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni va tenuto in conto nella (3) considerando i coefficienti $\gamma_E = \gamma_F$.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Sulla base delle caratteristiche geotecniche presentate nel paragrafo 3.1, si è proceduto ad eseguire il calcolo della capacità portante ai sensi delle Norme Tecniche di cui all'aggiornamento delle NTC2018.

Secondo le nuove NTC 2018 deve essere verificata la capacità resistente delle strutture facendo riferimento ad almeno uno dei due approcci (1 e 2) proposti.

Nell'approccio 1 devono essere verificate due combinazioni di carico, la prima è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, la seconda è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

L'approccio 2 prevede invece una sola combinazione di carico da adottare sia nelle verifiche geotecniche che strutturali.

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD):*
 - Collasso per rotazione attorno ad un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - Collasso per carico limite verticale;
 - Sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - Instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine e in condizioni non drenate;
 - Instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - Sifonamento del fondo scavo;
 - Instabilità globale dell'insieme terreno-opera.
- *SLU di tipo strutturale (STR):*
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Accertando sempre che la condizione (1) sia sempre verificata.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera andrà verificata con l'Approccio 1, con la combinazione 2 (A2+M2+R1), tenendo conto dei coefficienti parziali delle Tabelle 6.1.I e 6.1.II (NTC2018) e 6.8.I.

Tutte le altre verifiche andranno eseguite considerando le combinazioni 1 e 2, cioè:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R1).

Tenendo sempre conto dei coefficienti presenti nelle Tabelle 6.1.I, 6.1.II del NTC2018.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1} .

Tabella 3.2.1.1: coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tabella 6.2.I del NTC2018).

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	1,0	1,0

Tabella 3.2.1.2: coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II delle NTC2018).

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1} .

Tabella 3.2.1.3: coefficienti parziali per le verifiche di sifonamento e sollevamento (Tabella 6.2.III delle NTC2018).

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 3.2.1.4: coefficienti parziali per le verifiche dei muri di sostegno in condizioni statiche (Tabella 6.5.I delle NTC2018).

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tabella 3.2.1.5: coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza dei muri di sostegno in condizioni SLV (Tabella 7.11.III delle NTC2018).

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 3.2.1.6: coefficienti parziali per le verifiche delle opere in materiali sciolti (Tabella 6.8.I delle NTC2018).

Per quanto riguarda i fattori parziali per i materiali verranno utilizzati quelli riportati nella Relazione sui Materiali.

Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua siano carichi permanenti (strutturali).

3.2.2. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici (HYD e UPL)

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento e sifonamento.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero della risultante delle pressioni idrauliche sul fondo del trattamento colonnare sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenza (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Per la valutazione della resistenza R_d i valori vanno opportunamente combinati con i fattori riduttivi dei parametri geotecnici (M2).

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- a) Nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento dovrà essere seguita controllando che il gradiente idraulico "i" risulti non superiore al gradiente idraulico critico "i_c" diviso per un coefficiente $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- b) In presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R=2$.

In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefissare e giustificare esplicitamente.

LA VALUTAZIONE AL SOLLEVAMENTO può essere eseguita confrontando i valori di pressione caratteristici tra il terreno compreso all'interno delle palancole (confinato) e la spinta dell'acqua a cui è sottoposto il terreno confinato (Figura 3.2.2.1).

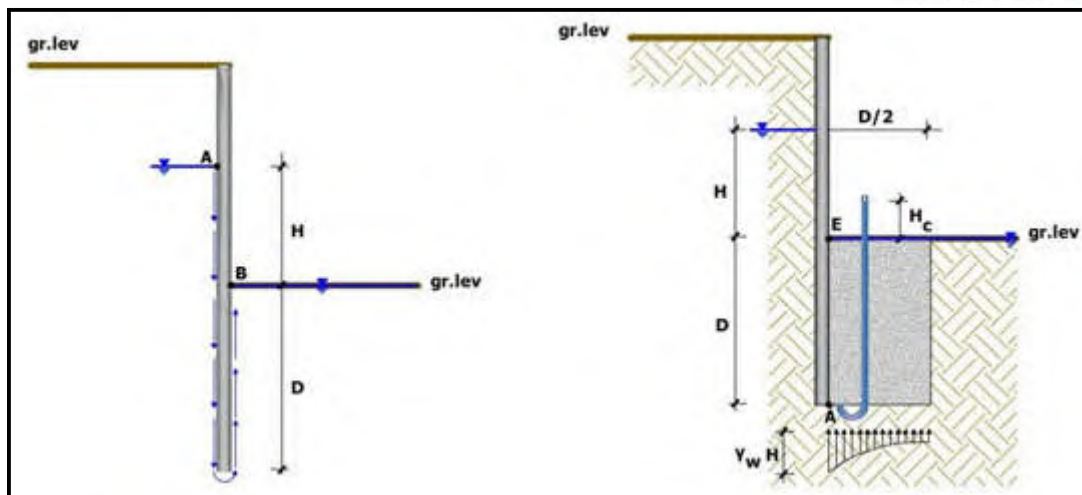


Figura 3.2.2.1: Verifica di stabilità del fondo scavo al sollevamento sul perimetro dello scavo.

Considerando il terreno confinato dalle palancole un terreno poco drenante (coesivo) con riferimento alla **Figura 3.2.2.1**:

$$H_w = (H + D)$$

Considerando quindi i valori di pressione dei singoli elementi coinvolti con i relativi coefficienti avremo:

$$V_{inst,d} = \gamma_{G1} \cdot H_w \cdot \gamma_w$$

$$G_{stab,d} = \gamma_{G1} \cdot \gamma_{sat} \cdot D$$

Per la determinazione del valore di resistenza di progetto al sollevamento (R_d) dovuto alle caratteristiche di aderenza dei terreni e dei trattamenti sulle pareti della struttura che li contiene si dovrà mitigare l'indeterminatezza dovuta al confinamento perimetrale e quindi si farà riferimento ai valori di resistenza parametrica ridotta tipica della componente geotecnica (coeff. M2) utilizzando l'apporto della coesione, peraltro unica componente presente. Nel caso specifico tale valore non verrà considerato. Avremo quindi, come range dei fattori di sicurezza il seguente:

$$FS = G_{stab,d} / V_{inst,d} > 1.50 \text{ (UPL)}$$

LA VALUTAZIONE DEL SIFONAMENTO viene invece eseguita considerando un fattore di sicurezza tra il gradiente di efflusso della superficie libera e il gradiente critico pari a 2 ($=\gamma_R$), come già descritto in precedenza.

Il **gradiente idraulico critico** è rappresentato dal rapporto tra il peso del terreno immerso facente parte del mezzo da attraversare e il peso di volume dell'acqua, quindi avremo:

$$i_c = \gamma' / \gamma_w$$

Il **gradiente idraulico di efflusso** è invece rappresentato dal rapporto geometrico tra la piezometrica e il percorso più breve che le particelle devono fare per arrivare dalla quota di falda fino alla quota di fondo scavo attraversando la punta della palanca immersa.

Tale valore è riconducibile a:

$$i_E = H / (H + 2 \cdot D)$$

Il fattore di sicurezza alla instabilità idrodinamica sarà pari a:

$$FS = i_c / i_E > 2.00 \text{ (HYD)}$$

3.2.3 Verifiche nei confronti degli stati limite di Esercizio (SLE)

Le opere e i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio, a tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese dall'opera.

Per ciascuno stato limite deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento delle strutture in elevazioni e di tutte le strutture circostanti sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, sviluppando una adeguata analisi di interazione tra le opere, con particolare attenzione alle singole fasi esecutive.

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, verranno verificati gli spostamenti della struttura flessibile, verificandone il massimo valore in rapporto allo scavo considerato e nelle medesime fasi descritte nel paragrafo precedente, per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche in funzione delle verifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

I coefficienti utilizzati verranno parametrizzati con coefficiente unitario e considerati quindi in combinazione rara.

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.</i>		

Tabella 3.2.3.1: limiti di deformabilità indotta ai manufatti adiacenti (Tabella 4.2.XII - NTC)

Tali valori verranno utilizzati come elementi di verifica per considerare la compatibilità dell'opera nei confronti delle strutture edificate di monte.

Nel caso vi sia presenza di edifici o altre proprietà limitrofe all'area di intervento, verranno considerati come limiti accettabili quei valori di spostamenti che non supereranno nelle condizioni limite di esercizio il valore di 1/250 dell'altezza di scavo della fase.

Nel caso di strade o impianti interrati verranno considerati come limiti accettabili quei valori di spostamenti che non supereranno nelle condizioni limite di esercizio di 1/500 dell'altezza di scavo della fase, questa scelta, che risulta fortemente conservativa è da considerarsi coerente con quanto appena definito.

A titolo non esaustivo, nelle modalità appena descritte si potranno considerare i seguenti cedimenti verticali come indicativi di potenziale danno (**Tabella 3.2.3.2**).

<i>Tipo di movimento</i>	<i>Fattore di limitazione</i>	<i>Valore ammissibile</i>
Cedimento massimo P_{max} (cm)	Collegamento a reti di servizi	15÷30
	Accessibilità	30÷60
	Probabilità di cedimenti differenziali in:	
	a) murature portanti	2,5÷5
	b) strutture intelaiate	5÷10
	c) ciminiera, silos	7,5÷30
Rotazione rigida $\tan\theta$	Stabilità al ribaltamento	Dipende dalla posizione del baricentro
	Operatività di macchine:	
	a) macchine tessili	0,003
	b) turbogeneratori	0,0002
	c) binari di carro ponte	0,003
	Drenaggio di superfici pavimentate	0,01÷0,02

Tabella 3.2.3.2: cedimenti massimi e rotazioni rigide limite (Sowers, 1962).

3.3. OPERE DI SOSTEGNO – PARATIA DI PALI TRIVELLATI

Per quanto concerne le opere di sostegno da realizzare, le problematiche da tenere in considerazione nella realizzazione del muro sono:

A. CARATTERISTICHE GENERALI:

1. Preparazione del piano di scavo iniziale a quota +267.89 m s.l.m;
2. Fondo scavo stimato a quota +265.26 m s.l.m ($H_{paratia}=2.60$ m circa); si dovrà utilizzare il profilo reale del terreno;
3. Realizzazione di pali con lunghezza netta pari a 16.60 m;
4. Falda freatica rivenuta a quota -30.00 m dal piano campagna attuale (piazzale);
 - Presenza di scavo potenzialmente instabile.

Per quanto concerne l'attività di realizzazione della paratia, è stato tenuto conto della condizione permanente dell'opera di sostegno con vita nominale (VN) pari a 50 anni e classe d'uso III.

Per individuare i parametri necessari alla valutazione delle azioni sismiche, è stata eseguita ed è visibile per esteso nella relazione geologica, la risposta sismica locale, che ha definito i valori di PGA per un dato periodo in funzione della risposta superficiale al terreno.

L'analisi che verrà effettuata sarà pseudo-statica (par. 7.11.6.3 – NTC).

Vista l'altezza massima dello scavo pari a 3.00 m rispetto alla futura fondazione verrà preso come periodo della struttura (primo modo di vibrare) di riferimento il valore ottenuto da:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0.05 \cdot 3^{3/4} = 0.114 \text{ s (con } C_1 = 0.05 \text{ per qualsiasi struttura)}$$

Con il valore ottenuto di periodo struttura sono state ricercate nella RSL per i vari spettri prodotti dall'analisi condotta.

Il risultato di tale ricerca ha prodotto i seguenti valori di PGA tabulati per i vari stati limite di riferimento che sono riassunti in **Tabella 3.3.1**.

SLO	SLD	SLV	SLC
0.12	0.362	0.559	0.616

Tabella 3.3.1: Valori di PGA dedotti dalle RSL.

Considerando quindi le amplificazioni di base legate alla categoria stratigrafica scelta:

- Cat. Topografica T1 ST=1.00
- Cat Stratigrafica B Ss=1.20 (SLD,SLV,SLO) – 1.17 (SLC)

L'amplificazione di base indica che i valori necessari nel calcolo delle resistenze per le paratie (Par. 7.11.6.3.1 – 7.11.6.3.2) sono presentati in **Tabella 3.3.2** a seguire, considerando un valore massimo di spostamento ammissibile pari a 1,50 cm ($u_s < 0.005 \cdot H = 0.0059 \cdot 3.00 \text{ m} = 0.015 \text{ m}$) ed estraendo i valori dalle tabelle presenti in normativa (Fig. 7.11.2 e 7.11.3 nelle NTC2018).

Per le paratie il valore di a_v e quindi il valore di k_v è considerabile pari a zero.

Il valore imposto di u_s limita evidentemente le condizioni a valori specifici b e quindi anche di k_h , in ogni caso l'assunzione si ritiene accettabile.

Parametro	SLO	SLD	SLV	SLC
k_h	0.112	0.339	0.523	0.562
k_v	0	0	0	0

Amax	1.413	4.261	6.580	7.070
β	0.78	0.78	0.78	0.78

Tabella 3.3.2: Valori calcolati agli SLU per paratie.

La modalità tecnologica di perforazione non è rilevante per la scrivente, essa verrà scelta dalla ditta incaricata considerando lo stato degli edifici adiacenti e le caratteristiche geotecniche.

Nelle pagine a seguire verranno evidenziate per le sezioni di riferimento, la procedura esecutiva di realizzazione (fasi esecutive) e per ogni fase verranno approfondite le condizioni tensionali dei materiali e gli effetti sugli spostamenti. Facendo riferimento a quanto espresso, negli elaborati grafici e a seguire nella presente relazione sono disposti i criteri progettuali e le modalità di effettiva determinazione delle spinte geotecniche e delle sollecitazioni sui singoli elementi descritti.

Il progetto prevede le seguenti sezioni caratteristiche:

- **SEZIONE TIPOLOGICA:**

- Quota testa paratia +267.89 m s.l.m.
- Quota fondo scavo +265.26 m s.l.m.
- Lunghezza pali (min) 16.60 m.
- Quota piede paratia +284.49 m s.l.m.
- **Pali d. 600 mm Arm. 8 Φ 20, st. Φ 12/15 – i=1.00 m**

Tali valori verranno utilizzati per il dimensionamento delle opere di sostegno.

Per il dimensionamento della paratia, di cui tratta la presente sezione, si utilizza quanto previsto dalla normativa vigente e quindi si determina il valore delle sollecitazioni ultime con i coefficienti relativi alle due combinazioni di carico (Cap 6.5 delle NTC2018) dove, per la determinazione delle sollecitazioni, si considerano le combinazioni A1+M1+R1 (Combinazione 1) e A2+M2+R1 (Combinazione 2) dell'Approccio 1.

Nello specifico verranno esaminate le seguenti combinazioni:

- *Stato limite di esercizio (SLE);*
- *Stato limite ultimo (SLU – A2+M2+R2) per la verifica della interazione terreno-struttura;*
- *Stato limite ultimo (SLU – A1+M1+R1) per la verifica geotecnica e strutturale della paratia;*
- *Stato limite ultimo (SLU – A2+M2+R1) per la verifica geotecnica e strutturale con parametri ridotti.*

Le caratteristiche stratigrafiche che verranno utilizzate sono quelle già descritte in relazione.

I coefficienti amplificativi/riduttivi di calcolo che dovranno essere utilizzati vanno scelti accuratamente nelle tabelle di riferimento presenti nel Cap 6 delle NTC 2018.

In Tavola 5 sono presenti le dimensioni geometriche dell'intervento.

3.4. Azioni Agenti sulle Opere di Sostegno – Paratia di Pali Trivellati

La normativa di riferimento per le opere di sostegno, siano esse flessibili o rigide, prevede la valutazione di tutte le azioni agenti sull'opera. Specificatamente, vanno considerate tutte le azioni dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua, ad eventuali ancoraggi pre-sollecitati, al moto ondoso, ad urti e collisioni, alla variazione di temperatura e al ghiaccio.

Le sezioni in esame sono quelle descritte sommariamente nei paragrafi precedenti, in particolare le azioni più rilevanti presenti sono rappresentate da:

- Peso proprio del terreno a monte della paratia, tenendo conto delle appropriate caratteristiche geotecniche e dell'inclinazione del versante;
- Non vi sono carichi di transito o ulteriori carichi previsti agenti.
-

3.5. Analisi Strutturali – Sezione Tipologica Paratia

3.5.1. Materiali Impiegati

Per la realizzazione delle opere di cui sopra si prescrive l'impiego dei seguenti materiali.

ACCIAIO DI ARMATURA PER PALI TRIVELLATI

- | | |
|--------------------------------------|--|
| - Gabbia | 8Φ20, st.Φ12/15 |
| - Acciaio per tondini | B450C |
| - Tensione di snervamento f_{yk} : | 450 N/mm² |
| - Tensione a rottura f_u : | 540 N/mm² |

CALCESTRUZZO PER PALI TRIVELLATI

- | | |
|-------------------------|---------------|
| - Classe di resistenza | C25/30 |
| - Classe di esposizione | XC2 |
| - Classe di fluidità | Scc |
| - Inerte massimo | 15 mm |

TRAVE DI TESTA:

- Sezione tipo **700x700(H) mm**
- Calcestruzzo **C25/30 – XC2- S3/S4**
- Acciaio per tondini **B450C**
-

3.6. Verifica Geotecnica e Strutturale della Paratia

3.6.1. Analisi e risultati

Le analisi geotecniche e strutturali che vengono esposte a seguire, individuano i valori massimi agenti nelle varie combinazioni scelte (Par. 3.3 della relazione) per il dimensionamento della parete.

I carichi a cui è sottoposta la paratia sono stati descritti al paragrafo 3.3.1.

Le caratteristiche stratigrafiche utilizzate per il calcolo delle sollecitazioni sono quelle descritte nel Paragrafo 3.1.

Per ogni Fase sono state individuate le azioni massime di progetto (N_{ed} , V_{ed} , M_{ed}) e per la determinazione dei valori di calcolo delle resistenze si applicano le indicazioni disposte dall'NCT 2018 (Paragrafo 4.2.4), considerando le azioni prima disgiunte e poi contemporanee nella sezione tipologiche di riferimento.

La paratia di progetto è costituita da pali trivellati d. 600 mm disposti rettilinei con interasse 1.00 m e armati con tondini **8 Φ 20, st. Φ 12/15**.

Nella **Tabella 3.5.1.1** sono riassunti i principali risultati del calcolo relativi alla paratia di progetto per metro lineare di paratia, raggruppati come anticipato al paragrafo 3.3.

	A1+M1+R1 - SLU	A2+M2+R1 - SLU	A1+M1+R1 - SLV	A1+M1+R1 - SLC	A1+M1+R1 - SLD
M_{max} [kNm/m]	17.72	38.27	103.52	103.75	98.65
T_{max} [kN/m]	12.73	22.78	47.13	47.12	44.98
P_{max} [kN/m]	22.18	64.68	30.98	31.06	29.32
SH_{max} [cm]	0.22	0.53	1.11	1.12	1.06
SV_{max} [cm]	0.34	0.86	1.55	1.55	1.48

Tabella 3.5.1.1: Risultati delle analisi effettuate.

Dalle considerazioni precedentemente eseguite e dalle evidenze della tabella riassuntiva, verranno utilizzati come quantità dimensionanti strutturali i valori in SLC – A1-M1-R1 (A2-M2-R1 si può omettere poiché con valori inferiori in valore assoluto).

Per la verifica di deformabilità verrà utilizzata la combinazione SLD.

Per la verifica dell'interazione terreno-terreno struttura verrà utilizzata la Combinazione SLV – A2+M2+R2.

A seguire i relativi grafici risultati dalla modellazione in SLV e SLD (Figura 3.5.1.2 e Figura 3.5.1.3).

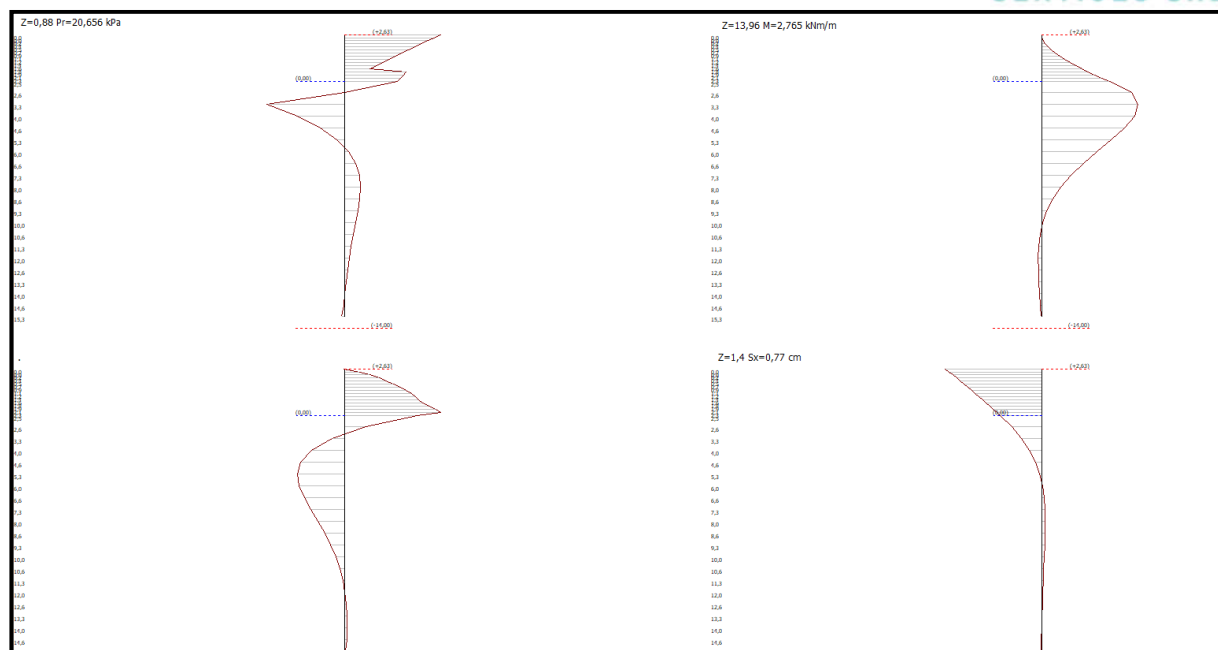


Figura 3.5.1.2: analisi SLV – A1+M1+R1

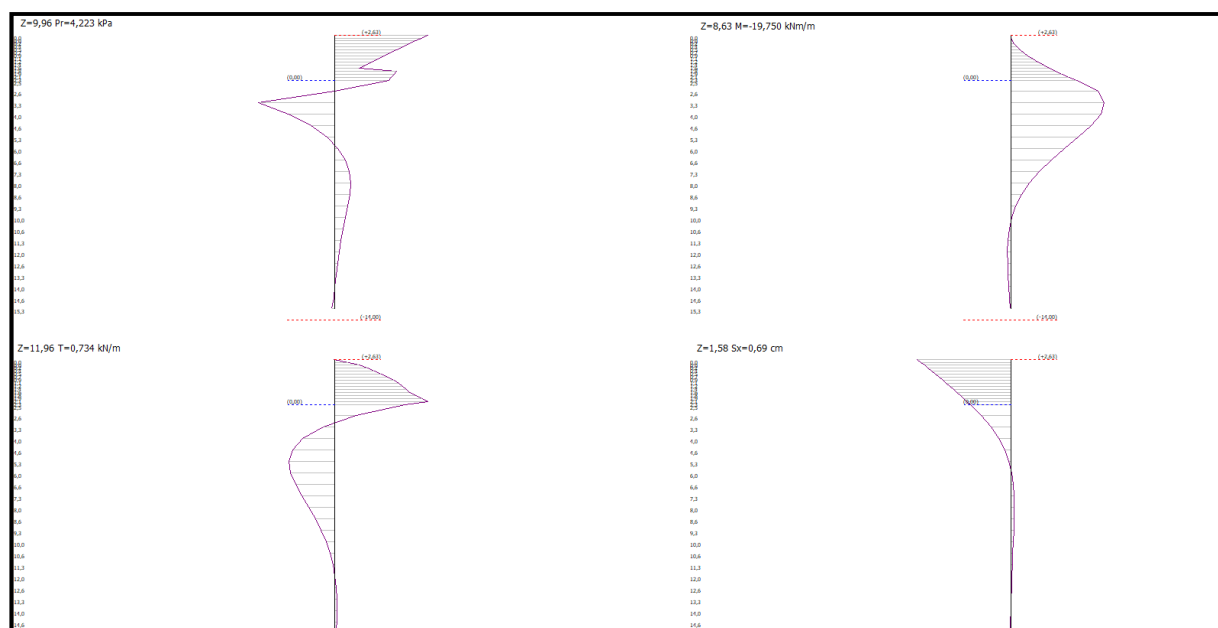


Figura 3.5.1.3: analisi SLD

3.6.2. Verifica geotecnica di instabilità globale (SLU GEO – A2+M2+R2)

Come già citato nei paragrafi precedenti, la verifica agli Stati Limite Ultimi deve passare attraverso la valutazione della stabilità globale dovuta all'interazione tra terreno e struttura; tale verifica è un passaggio obbligato per la determinazione della profondità di infissione e per verificare la stabilità dell'opera nelle varie fasi costruttive, quando la medesima è sottoposta ai carichi esterni assegnati.

Per la verifica dell'interazione terreno-terreno struttura verrà utilizzata la Combinazione SLU – A2+M2+R2, come previsto al paragrafo 6.5.3.1.2 per la verifica della stabilità globale.

La determinazione delle superfici di scivolamento verrà eseguita con il metodo di BISHOP, che assegna superfici circolari di rottura al terreno, individuando conci finiti e garantendo l'equilibrio alla rotazione, alla traslazione e allo schiacciamento dei conci medesimi.

A seguire sono riportate le verifiche di interazione effettuate nella **FASE FINALE**. A seguire l'esito delle valutazioni.

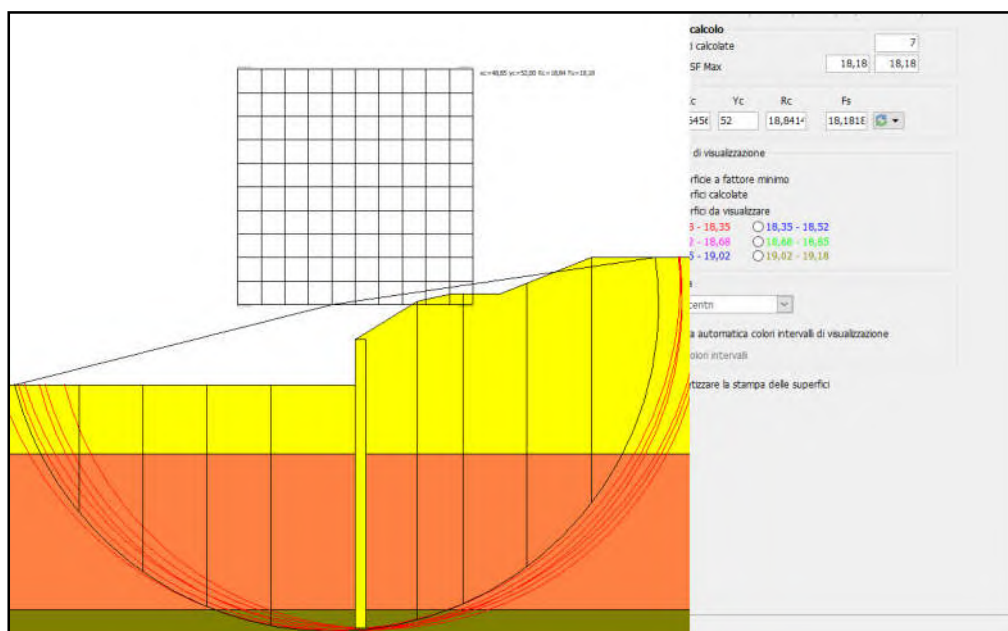


Figura 3.5.2.1: Superfici calcolate per l'analisi di stabilità in condizioni drenate in **FASE FINALE** (comb. A2+M2+R2).

La superficie definita con il metodo di BISHOP è quella a coefficiente di sicurezza minimo, nel caso specifico si ottiene un **FS=18.18 > 1.2 (coefficiente minimo per la stabilità)**.

3.6.3. Verifica degli elementi strutturali (SLU STR – A1+M1+R1)

Nella presente sezione vengono riportati i dimensionamenti e le verifiche degli elementi strutturali di fondazione, con particolare riferimento ai pali in c.a. che costituiscono la palificata.

La verifica strutturale verrà eseguita considerando la combinazione di riferimento in SLV, verificando i risultati delle analisi medesime considerando l'applicazione delle azioni sismiche nel regime degli Stati Limite Ultimi e dei coefficienti riduttivi e amplificativi specifici per la combinazione.

Essendo i pali sottoposti non solo a carico assiale, ma soggetti a momenti interni dovuti alle azioni di taglio si dispone a seguire la verifica dei pali con le armature di progetto, e considerando i carichi già indicati nei paragrafi precedenti, la verifica viene eseguita per coesistenza di carichi assiali e momenti. A seguire verrà eseguita anche la verifica a taglio.

Le verifiche sono state condotte nei confronti delle sollecitazioni massime stimate nelle sezioni più gravose.

I pali con diametro 600 mm sono armati con armatura di tondini costituita da 8 $\Phi 20$ e staffe $\Phi 12/15$ elicoidali.

Nel caso specifico verranno utilizzate le formulazioni conformi con quanto rilevabile nella normativa vigente.

Per le verifiche strutturali del singolo palo in condizioni presso-inflesse viene utilizzato il software del Prof. Gelfi inserendo i valori massimi rilevati in condizioni ultime. Gli esiti sono espressi nella **Figura 3.5.3.1**.

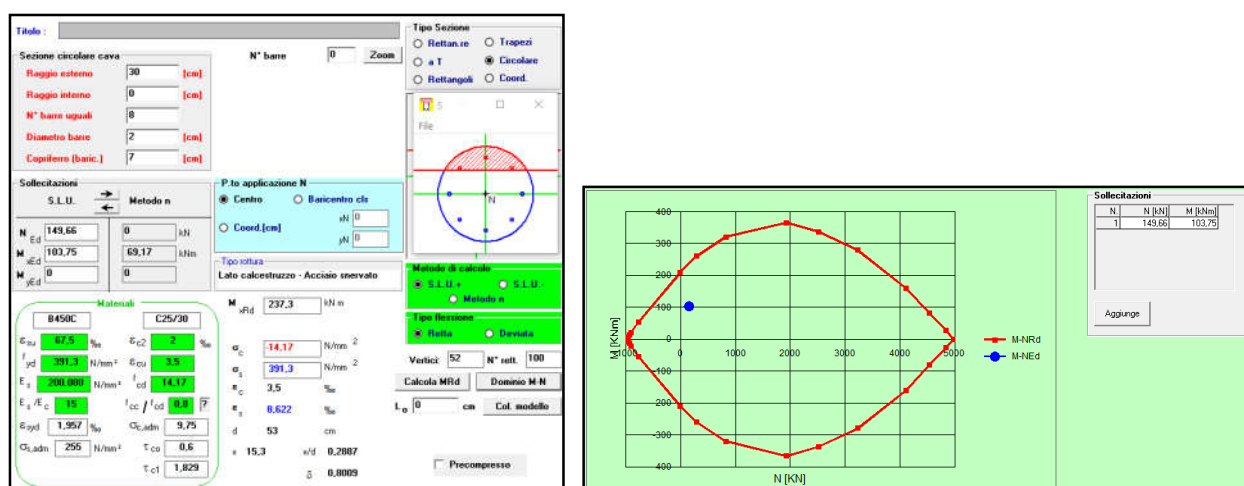


Figura 3.5.3.1: Verifica Sezione circolare d. 600 mm, presso-inflessa in SLC.

La verifica a taglio viene riportata in Figura 3.5.3.2 a seguire.

AZIONI AGENTI		
N _{Ed} =	149660 N	Valore minimo e/o massimo
V _{Ed} =	47120 N	
GEOMETRIA		
d=	600 mm	di diametro palo
bw=	348,6 mm	bw=0,581*d (massima inerzia) sezione circolare
c=	70 mm	copriferr
h=	530 mm	h=d-c
Asl=	2513 mm ²	8 $\Phi 20$
PARAMETRI DI RESISTENZA		
f _{ck} =	25 N/mm ²	
γ_c =	1,5	
f _{cd} =	14 N/mm ²	f _{cd} =0,85*f _{ck} / γ_c
CALCOLO		
k=	1,614	
ρ_l =	0,0136	
σ_{cp} =	0,529	
v_{min} =	0,359	
V _{rd} =	147872,79 N	OK-ARMATURA MINIMA

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad [4.1.22]$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \max \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$$

con

k espresso in MPa

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

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

e dove

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

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{as} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{as} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

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

Figura 3.5.3.2: Verifica Sezione circolare d. 600 mm a taglio.

Come si può notare dai risultati ottenuti la sezione è strutturalmente verificata.

3.6.4. Verifica agli stati limite di esercizio (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, verranno verificati gli spostamenti della struttura flessibile, verificandone il massimo valore in rapporto allo scavo considerato e nelle medesime fasi descritte nel paragrafo precedente, per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti (NTC2018 - Paragrafo 6.5.3.2).

Nel caso specifico si dovrà considerare ammissibile lo spostamento inferiore al 5‰ della massima quota di scavo, quindi:

PARETE $\delta_{amm} = H_{max} * 5‰ = 3.00 \text{ m} * = 1.15 \text{ cm}$

Il valore di δ_{max} calcolato per l'opera in progetto nelle condizioni di esercizio della medesima è stato stimato in:

SEZIONE CARATTERISTICA (SLV) $\delta_{max} = 1,11 \text{ cm} < \delta_{amm} = 1,55 \text{ cm}$

SEZIONE CARATTERISTICA (SLC) $\delta_{max} = 1,12 \text{ cm} < \delta_{amm} = 1,55 \text{ cm}$

La verifica sugli spostamenti risulta soddisfatta.

3.7. OPERE DI SOSTEGNO – MURO SU PALI

Per quanto concerne il muro le opere di sostegno da realizzare, le problematiche da tenere in considerazione nella realizzazione del muro sono:

- **CARATTERISTICHE GENERALI:**

- a. Sbancamento completo per realizzazione muro da quota +265.26 m s.l.m, la paratia di valle risulta attivata dalla spinta dello sbanco;
- b. Realizzazione di pali di fondazione dalla quota +265.26 m s.l.m. per una lunghezza pari a 14.00 m;
- c. Falda freatica rivenuta a quota -30.00 m dal piano campagna attuale (piazzale);
 - i. Presenza di versante potenzialmente instabile.

Per quanto concerne l'attività di realizzazione del muro di contenimento si sono considerate: **(VN) pari a 50 anni e classe d'uso III.**

Per individuare i parametri necessari alla valutazione delle azioni sismiche, è stata eseguita ed è visibile per esteso nella relazione geologica, la risposta sismica locale, che ha definito i valori di PGA per un dato periodo in funzione della risposta superficiale al terreno.

L'analisi che verrà effettuata sarà pseudo-statica (par. 7.11.6.2 – NTC).

Vista l'altezza massima dello scavo pari a 3.00 m rispetto alla futura fondazione verrà preso come periodo della struttura (primo modo di vibrare) di riferimento il valore ottenuto da:

$$T_1 = C_1 * H^{3/4} = 0.05 * 3^{3/4} = 0.114 \text{ s (con } C_1 = 0.05 \text{ per qualsiasi struttura)}$$

Con il valore ottenuto di periodo struttura sono state ricercate nella RSL per i vari spettri prodotti dall'analisi condotta.

Il risultato di tale ricerca ha prodotto i seguenti valori di PGA tabulati per i vari stati limite di riferimento che sono riassunti in **Tabella 3.6.1.**

SLO	SLD	SLV	SLC
0.12	0.362	0.559	0.616

Tabella 3.6.1: Valori di PGA dedotti dalle RSL.

Considerando quindi le amplificazioni di base legate alla categoria stratigrafica scelta:

- Cat. Topografica T1 ST=1.00
- Cat Stratigrafica B Ss=1.20 (SLD,SLV,SLO) – 1.17 (SLC)

L'amplificazione di base indica che i valori necessari nel calcolo delle resistenze per i muri di sostegno (Par. 7.11.6.2.1) sono presentati in **Tabella 3.6.2** a seguire, considerando i valori dei coefficienti β proposti dalla normativa al medesimo paragrafo.

Per i muri di sostegno il valore di a_v e quindi il valore di k_v è pari a $\pm k_h$.

Il valore imposto di u_s limita evidentemente le condizioni a valori specifici β e quindi anche di k_h , in ogni caso l'assunzione si ritiene accettabile.

Parametro	SLO	SLD	SLV	SLC
k_h	0.144	0.204	0.255	0.720
k_v	0	0	0	0
A_{max}	1.413	4.261	6.580	7.070
β	1	0.47	0.38	1

Tabella 3.6.2: Valori calcolati agli SLU per muri di sostegno.

La modalità tecnologica di perforazione non è rilevante per la scrivente, essa verrà scelta dalla ditta incaricata considerando lo stato degli edifici adiacenti e le caratteristiche geotecniche.

Nelle pagine a seguire verranno evidenziate per le sezioni di riferimento, la procedura esecutiva di realizzazione (fasi esecutive) e per ogni fase verranno approfondite le condizioni tensionali dei materiali e gli effetti sugli spostamenti. Facendo riferimento a quanto espresso, negli elaborati grafici e a seguire nella presente relazione sono disposti i criteri progettuali e le modalità di effettiva determinazione delle spinte geotecniche e delle sollecitazioni sui singoli elementi descritti.

Il progetto prevede le seguenti sezioni caratteristiche:

- **SEZIONE MURO**

- Quota testa muro +268.609 m s.l.m. (testa muro di calcolo +267.89 m s.l.m.)
- Spessore testa muro 0.35 m
- Quota fondazione +265.26 m s.l.m.
- Larghezza fondazione 2.25 m
- Spessore fondazione 0.50 m
- Lunghezza pali (min) 14.00 m.
- Quota piede palo +284.49 m s.l.m.

- Pali d. 600 mm

Arm. 8 Φ 20, st. Φ 12/15 – i=2.00 m (a quinconce)

Tali valori verranno utilizzati per il dimensionamento delle opere di sostegno.

Per le condizioni di verifica statiche si utilizzeranno i coefficienti presentati nel paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC 2018 (Tabella 6.5.I) sia per le valutazioni GEO che per le valutazioni STR.

Per le condizioni di verifica sismica si utilizzeranno i coefficienti presentati nel paragrafo 7.11.6.2 delle NTC 2018 (Tabella 7.11.III) sia per la valutazione GEO che per le valutazioni STR sismiche.

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno

ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Nello specifico verranno esaminate le seguenti combinazioni:

- *Stato limite di esercizio (SLD);*
- *Stato limite ultimo (SLU – A2+M2+R2) per la verifica della interazione terreno-struttura;*
- *Stato limite ultimo (SLU – A1+M1+R3) per la verifica geotecnica e strutturale del muro;*
- *Stato limite ultimo (SLV – A1+M1+RLS) per la verifica geotecnica e strutturale in presenza di sisma.*
- *Stato limite ultimo (SLV – A1+M1+RLS+ β (+50%)) per la verifica geotecnica e strutturale in presenza di sisma.*

Le caratteristiche stratigrafiche che verranno utilizzate sono quelle già descritte in relazione.

Per la valutazione delle portate dei pali di fondazione seppur applicati alla fondazione del muro di sostegno, si dovrà tener conto dell'azione sismica sui pali si dovrà fare riferimento al Paragrafo 7 della norma vigente.

Nella verifica a carichi verticali per il calcolo della resistenza di progetto della palificata occorre calcolare i valori della resistenza di base ($R_{b,cal}=Q_b$) e laterale ($R_{s,cal}=Q_l$) di calcolo rispettivamente con i parametri "medi" o "minimi".

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota;

Caso b. Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tabella, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (9)$$

I coefficienti di riduzione ξ_3 e ξ_4 per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali dai risultati di prove in sito assumono i valori espressi in Tabella 6.1.I a seconda del numero di verticali indagate.

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 3.6.3: Fattori di riduzione portate caratteristiche limite in base al n. di prove.

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali.

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tabella 5.1.II seguente:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (10)$$

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	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

Tabella 3.6.4: Fattori di riduzione portate a seconda della tecnologia utilizzata.

Nell'ambito di ciascun approccio si calcolano in questo modo l'azione di progetto E_d e la resistenza di progetto R_d , che sono già affette dai coefficienti di sicurezza parziali, per cui la verifica impone semplicemente che sia soddisfatta la disuguaglianza $R_d \geq E_d$.

Nel caso della verifica a carichi orizzontali, il valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi orizzontali si ottiene a partire dal valore caratteristico $R_{tr,k}$ calcolato

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr,k}}{\gamma_T}$$

applicando i coefficienti parziali γ_T della Tabella 3.6.5 a seguire:

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Tabella 3.6.5: Fattori di riduzione per calcolo pali soggetti a carichi orizzontali.

In Tavola 5 sono presenti le dimensioni geometriche dell'intervento.

3.7.1 Azioni Agenti sulle Opere di Sostegno – Muro di sostegno su pali

La normativa di riferimento per le opere di sostegno, siano esse flessibili o rigide, prevede la valutazione di tutte le azioni agenti sull'opera. Specificatamente, vanno considerate tutte le azioni dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua, ad eventuali ancoraggi pre-sollecitati, al moto ondoso, ad urti e collisioni, alla variazione di temperatura e al ghiaccio.

Le sezioni in esame sono quelle descritte sommariamente nei paragrafi precedenti, in particolare le azioni più rilevanti presenti sono rappresentate da:

- Peso proprio del terreno a monte della paratia, tenendo conto delle appropriate caratteristiche geotecniche e dell'inclinazione del versante;

- Non vi sono carichi di transito o ulteriori carichi previsti agenti.

3.7.2 Analisi Strutturali – Sezione Tipologica Muro

Materiali Impiegati

Per la realizzazione delle opere di cui sopra si prescrive l'impiego dei seguenti materiali.

ACCIAIO DI ARMATURA MURO DI SOSTEGNO

- Acciaio per tondini **B450C**
- Tensione di snervamento f_{yk} : **450 N/mm²**
- Tensione a rottura f_u : **540 N/mm²**

CALCESTRUZZO PER MURO DI SOSTEGNO

- Classe di resistenza **C25/30**
- Classe di esposizione **XC2**
- Classe di fluidità **Scc**
- Inerte massimo **15 mm**

ACCIAIO DI ARMATURA PER PALI TRIVELLATI

- Gabbia **8 Φ 20, st. Φ 12/15**
- Acciaio per tondini **B450C**
- Tensione di snervamento f_{yk} : **450 N/mm²**
- Tensione a rottura f_u : **540 N/mm²**

CALCESTRUZZO PER PALI TRIVELLATI

- Classe di resistenza **C25/30**
- Classe di esposizione **XC2**
- Classe di fluidità **Scc**
- Inerte massimo **15 mm**

COLLEGAMENTI ALLA PARATIA:

- Sezione tipo **700x700(H) mm**
- Calcestruzzo **C25/30 – XC2- S3/S4**
- Acciaio per tondini **B450C**

3.7.3 Verifica Geotecnica e Strutturale del Muro di Sostegno

Analisi e risultati

Le analisi geotecniche e strutturali che vengono esposte a seguire, individuano i valori massimi agenti nelle varie combinazioni scelte (Par. 3.3 della relazione) per il dimensionamento della parete.

I carichi a cui è sottoposta la paratia sono stati descritti al paragrafo 3.4.

Le caratteristiche stratigrafiche utilizzate per il calcolo delle sollecitazioni sono quelle descritte nel Paragrafo 3.1.

Per ogni Fase sono state individuate le azioni massime di progetto (N_{ed} , V_{ed} , M_{ed}) e per la determinazione dei valori di calcolo delle resistenze si applicano le indicazioni disposte dall'NCT 2018 (Paragrafo 4.2.4), considerando le azioni prima disgiunte e poi contemporanee nella sezione tipologiche di riferimento.

Il muro di sostegno è costituito dalla seguente armatura riportata in **Figura 3.9.1.1**

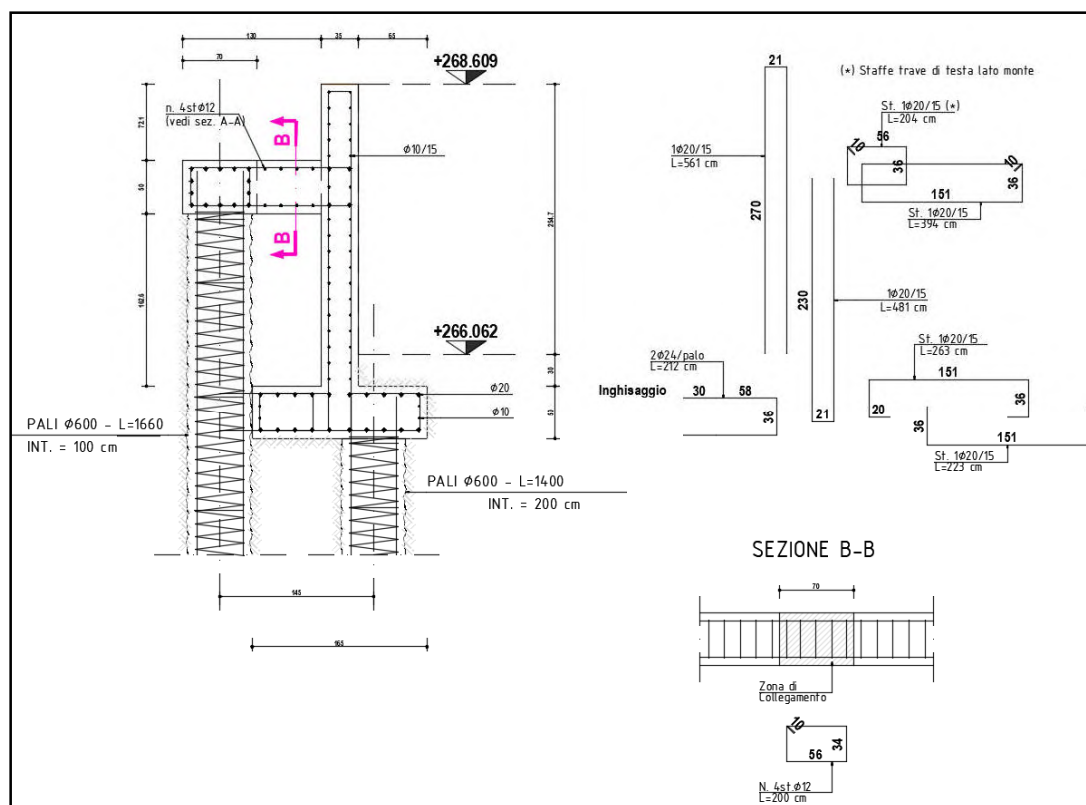


Figura 3.8.1.1: Sezione tipologica del muro di sostegno comprensiva di armatura.

Il muro risulta essere palificato con pali d. 600 mm a quinconce con interasse 2.00 m e armati con tondini **8Ø20**, **st.Ø12/15**.

Nella **Tabella 3.8.1.2** sono riassunti i principali risultati del calcolo relativi al muro di progetto, ossia i valori massimi previsti delle azioni nelle combinazioni nelle colonne.

Avendo utilizzato i pali di fondazione come elementi di supporto alla fondazione, le azioni di progetto legate a traslazione, le azioni ribaltanti residue (o meglio la differenza tra le azioni stabilizzanti e quelle ribaltanti) e le azioni

legate alla capacità portante andranno suddivise sui pali disposti sotto la fondazione.

In tal senso le verifiche tradizionali delle Tabelle 6.5.I e 7.11.III perdono di significato e si tramutano in coefficienti di traslazione/stabilità e capacità portante propri del calcolo dei pali di fondazione.

Si noti, inoltre, che i coefficienti parziali dei pali di fondazione sono più elevati rispetto ai valori di verifica richiesti per i muri su fondazioni dirette.

	A1+M1+R3 - SLU	A_unitari+M1+RSLV	A_unitari+M1+RSLV
M_{rib} [kNm]	-229.05	-225.41	-244.96
M_{stab} [kNm]	24.14	199.27	307.17
V^{PEd} [kN]	28.91	83.33	118.52
N^{PEd} [kN]	284.54	127.89	164.58

Tabella 3.8.1.2: Risultati delle analisi effettuate.

In base a questi valori si evidenzia che in alcune combinazioni i momenti ribaltanti sono molto superiore rispetto a quelli stabilizzanti. I valori riportati nella terza e quarta riga della tabella sono i massimi valori di carico a cui sono soggetti i pali di fondazione.

La determinazione della capacità portante di un singolo palo o di una palificata costituita da pali trivellati può essere valutata mediante le “formule statiche” opportunamente adattate alle specifiche modalità esecutive.

Nel caso in cui i pali si attestino su terreni a comportamento granulare, la resistenza alla punta Q_b di un palo di diametro D è pari a:

$$Q_b = \pi \frac{D^2}{4} \cdot q_p$$

dove q_p è la resistenza unitaria alla punta.

In generale per un terreno dotato di coesione e attrito si pone:

$$q_p = N_q \sigma_{vL} + N_c c$$

dove N_q e N_c sono i fattori di capacità portante espressi in funzione dell'angolo d'attrito φ'

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

e σ_{vL} è la tensione verticale agente alla profondità della base del palo.

In condizioni drenate, $c' = 0$ e $\sigma_{vL} = \sigma'_{vL}$.

Il valore di N_q può essere dedotto dall'abaco di Berezantev (1961) in funzione di φ' e del rapporto L/d .

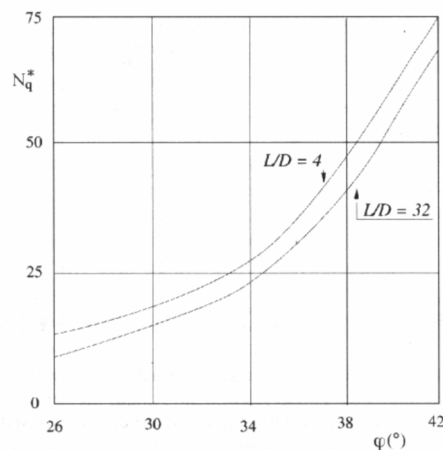


Figura 3.8.1.3: andamento di N_q in relazione all'angolo di resistenza al taglio

La determinazione della capacità portante di un singolo palo o di una palificata costituita da pali trivellati può essere valutata mediante le "formule statiche" opportunamente adattate alle specifiche modalità esecutive.

Terreni sabbiosi. Nel caso in cui i pali si attestino su terreni a comportamento granulare, la resistenza alla punta Q_b di un palo di diametro D è pari a:

$$Q_b = \pi \frac{D^2}{4} \cdot q_p$$

dove q_p è la resistenza unitaria alla punta.

In generale per un terreno dotato di coesione e attrito si pone:

$$q_p = N_q \sigma_{vL} + N_c c$$

dove N_q e N_c sono i fattori di capacità portante espressi in funzione dell'angolo d'attrito φ'

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

e σ_{vL} è la tensione verticale agente alla profondità della base del palo.

In condizioni drenate, $c' = 0$ e $\sigma_{vL} = \sigma'_{vL}$.

Il valore di N_q può essere dedotto dall'abaco di Berezantev (1961) in funzione di φ' e del rapporto L/d .

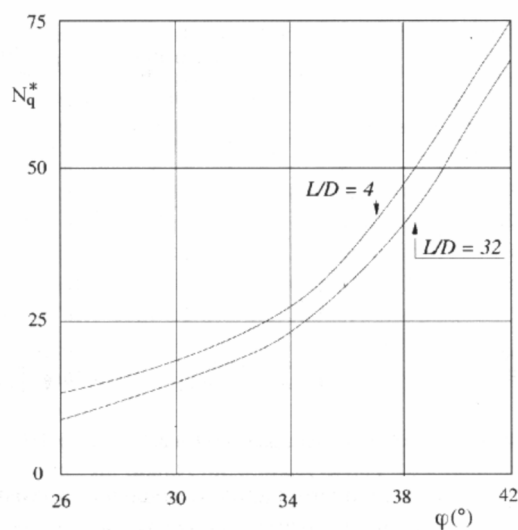


Figura 3.8.1.4: andamento di N_q in relazione all'angolo di resistenza al taglio.

La resistenza laterale Q_l è ricavata attraverso l'espressione:

$$Q_l = \pi D \int_0^L f_s dz$$

dove f_s è la resistenza tangenziale all'interfaccia palo terreno.

I coefficienti utilizzati per la verifica sono quelli propri della combinazione A1+M1+R3, che per semplicità vengono richiamati negli elenchi a seguire.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_k	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,0	1,0

Figura 3.8.1.5: Coefficienti parziali (M1).

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	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

Figura 3.8.1.6: Coefficienti parziali sulle Resistenze per i pali CFA(R3).

Verrà considerata per la verifica la seguente combinazione di carico come la massima utilizzabile:

1) Azione Massima Verticale $N_{Ed}^P = 284.54 \text{ kN}$.

2) Azione Massima a Taglio $V_{Ed}^P = 118.52 \text{ kN}$

Sono stati utilizzati per la valutazione dei coefficienti di correlazione dovuti alle prove realizzate in numero di **10** verticali, i seguenti valori:

ξ_3, ξ_4 1,4, 1,21

E i coefficienti di riduzione (R_3) per il calcolo delle portate.

I valori di carico limite ultimo ottenuti per il palo in esame sono riassunti in Tabella 3.9.1.7:

Stratigrafia	N_q	N_c	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]
A1+M1+R3	1	8.51	0/0,24	98.96	578.24	445.78	925.06	--

Tabella 3.8.1.7: determinazione dei carichi limite ultimi.

I valori determinabili di portate unitarie laterali e di punta sono:

In Tabella 3.9.1.8 sono inseriti i valori ottenuti con le dovute parzializzazioni di normativa per ottenere la resistenza ai carichi assiali in stato limite ultimo:

COMBINAZIONE A1+M1+R3			
	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base (B)	578.24	578.24	578.24
Laterale (L)	445.78	445.78	445.78
Peso palo (P)	98.96	98.96	98.96
Verticali indagate n. 10			
x3=	1,40	x4=	1,21
Coefficienti parziali			
Coefficienti parziali della resistenza caratteristica	1,30 (base)		
	1,15 (laterale)		
Coefficiente parziali di resistenza a trazione	1,25		
Resistenza di progetto a compressione			
Resistenza di progetto di base	317.71 kN		
Resistenza di progetto laterale	276.88 kN		
Peso del palo	98.96 kN		
RESISTENZA DI PROGETTO TOTALE (Rd)	495.63 kN		
AZIONE DI PROGETTO (Ed)	284.54 kN		
FATTORE DI SICUREZZA (FS)	1,74		

Tabella 3.8.1.8: resistenza ai carichi assiali allo Stato Limite Ultimo e verifica di sicurezza a trazione e compressione.

Per i valori assunti il carico assiale geotecnico è verificato.

3.7.4 Verifica geotecnica di instabilità globale (SLU GEO – A2+M2+R2)

Come già citato nei paragrafi precedenti, la verifica agli Stati Limite Ultimi deve passare attraverso la valutazione della stabilità globale dovuta all'interazione tra terreno e struttura; tale verifica è un passaggio obbligato per la determinazione della profondità di infissione e per verificare la stabilità dell'opera nelle varie fasi costruttive, quando la medesima è sottoposta ai carichi esterni assegnati.

Per la verifica dell'interazione terreno-terreno struttura verrà utilizzata la Combinazione SLU – A2+M2+R2, come previsto al paragrafo 6.5.3.1.2 per la verifica della stabilità globale.

La determinazione delle superfici di scivolamento verrà eseguita con il metodo di BISHOP, che assegna superfici circolari di rottura al terreno, individuando conci finiti e garantendo l'equilibrio alla rotazione, alla traslazione e allo schiacciamento dei conci medesimi.

A seguire sono riportate le verifiche di interazione effettuate nella **FASE FINALE**. A seguire l'esito delle valutazioni.

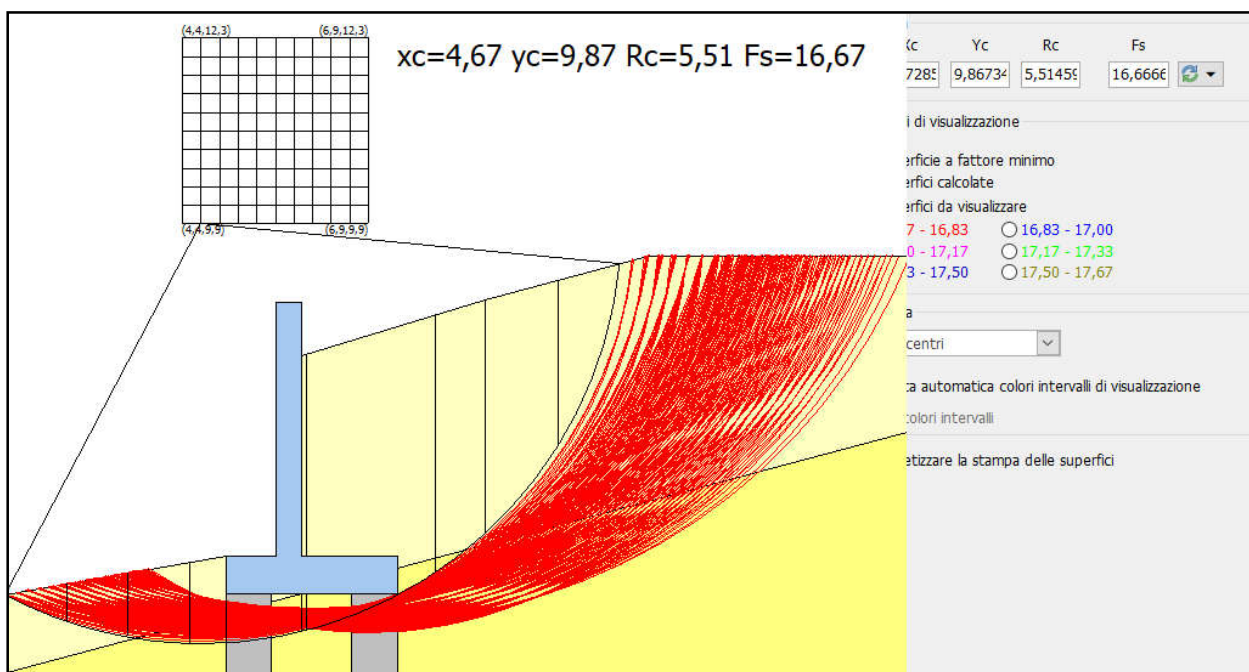


Figura 3.8.2.1: Superfici calcolate per l'analisi di stabilità in condizioni drenate in **FASE FINALE** (comb. A2+M2+R2).

La superficie definita con il metodo di BISHOP è quella a coefficiente di sicurezza minimo, nel caso specifico si ottiene un **FS=16.67 > 1.2 (coefficiente minimo per la stabilità)**.

3.7.5 Verifica degli elementi strutturali (SLU STR – A1+M1+R3)

Nella presente sezione vengono riportati i dimensionamenti e le verifiche degli elementi strutturali di fondazione, con particolare riferimento alle fondazioni e ai pali in cemento armato che costituiscono la palificata.

La verifica strutturale verrà eseguita considerando tutte le combinazioni precedentemente esaminate, verificando i risultati delle analisi medesime considerando l'applicazione delle azioni sismiche nel regime degli Stati Limite Ultimi e dei coefficienti riduttivi e amplificativi specifici per la combinazione.

COMBINAZIONE A1+M1+R3**SOLLECITAZIONE SUL MURO**

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
317,2	0,0	5,85	0,0	35,0
314,0	0,0	6,13	0,0	35,0
250,4	0,0	11,7	0,0	35,0
183,6	0,0	17,53	0,0	35,0
116,8	2,56	23,38	0,42	35,0
50,0	14,23	29,23	5,5	35,0

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

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	223,93	0,0	4,85
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	223,93	0,0	4,85
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	12,07	236,24	S	223,93	0,0	4,85
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	18,01	236,91	S	223,93	0,0	4,85
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	23,93	237,58	S	178,87	0,0	68,47
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	29,84	238,24	S	179,59	0,0	12,38

Figura 3.8.3.1: Verifica armatura paramento verticale.**MENSOLA A VALLE**

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
30,0	-22,3	3,75	0,84	50,0
65,0	-36,76	39,72	17,59	50,0

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

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	22,67	433,79	S	225,82	0,0	59,06
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	37,54	436,61	S	227,9	0,0	5,63

Figura 3.8.3.2: Verifica armatura mensola di valle.

MENSOLA A MONTE							
Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);						
Fx	Forza in direzione x (kN);						
Fy	Forza in direzione y (kN);						
M	Momento (kNm);						
H	Altezza sezione (cm);						
Xprogr.	Fx	Fy	M	H			
100,0	-3,15	-46,06	68,42	50,0			
195,0	11,31	35,01	-8,26	50,0			
Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)							
Afi	Area dei ferri inferiori.						
Afs	Area dei ferri superiori.						
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);						
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);						
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);						
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);						
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$						
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);						
Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	2,96	430,04	S	223,07	0,0	4,75
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	11,73	431,71	S	224,24	0,0	6,28

Figura 3.8.3.3: Verifica armatura mensola di monte.

COMBINAZIONE A Unitari+M1+RSLV

SOLLECITAZIONI SUL MURO							
Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).						
Fx	Forza in direzione x (kN);						
Fy	Forza in direzione y (kN);						
M	Momento (kNm);						
H	Altezza sezione di calcolo (cm);						
Quota	Fx	Fy	M	H			
317,2	1,49	5,85	0,5	35,0			
314,0	1,56	6,13	0,55	35,0			
250,4	12,67	11,7	5,22	35,0			
183,6	21,47	17,53	16,78	35,0			
116,8	29,32	23,38	33,57	35,0			
50,0	41,25	29,23	56,91	35,0			
Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)							
Afv	Area dei ferri lato valle.						
Afm	Area dei ferri lato monte.						
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);						
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);						
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);						
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);						
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu						
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);						
Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	176,73	0,0	115,95
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	176,76	0,0	110,77
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	12,07	236,24	S	177,44	0,0	13,73
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	18,01	236,91	S	178,15	0,0	8,14
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	23,93	237,58	S	178,87	0,0	5,98
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	29,84	238,24	S	179,59	0,0	4,27

Figura 3.8.3.4: Verifica armatura paramento verticale.

MENSOLA A VALLE							
Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);						
Fx	Forza in direzione x (kN);						
Fy	Forza in direzione y (kN);						
M	Momento (kNm);						
H	Altezza sezione (cm);						
Xprogr.	Fx	Fy	M	H			
30,0	-22,3	3,75	0,84	50,0			
51,93	-63,96	-35,27	3,22	50,0			
65,0	-63,96	-33,64	-1,28	50,0			
Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)							
Afi	Area dei ferri inferiori.						
Afs	Area dei ferri superiori.						
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);						
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);						
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);						
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);						
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$						
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);						
Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	22,67	433,79	S	225,82	0,0	59,06
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	65,28	441,86	S	231,81	0,0	6,45
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	65,28	441,86	S	231,81	0,0	6,76

Figura 3.8.3.5: Verifica armatura mensola di valle.

MENSOLA A MONTE							
Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);						
Fx	Forza in direzione x (kN);						
Fy	Forza in direzione y (kN);						
M	Momento (kNm);						
H	Altezza sezione (cm);						
Xprogr.	Fx	Fy	M	H			
100,0	-32,45	45,34	-15,33	50,0			
195,0	9,22	48,09	-11,97	50,0			
Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)							
Afi	Area dei ferri inferiori.						
Afs	Area dei ferri superiori.						
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);						
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);						
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);						
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);						
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu						
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);						
Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	33,14	435,78	S	227,28	0,0	4,92
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	80,20	9,54	431,29	S	223,94	0,0

Figura 3.8.3.6: Verifica armatura mensola di monte.

COMBINAZIONE A Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%)

SOLLECITAZIONI SUL MURO							
Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).						
Fx	Forza in direzione x (kN);						
Fy	Forza in direzione y (kN);						
M	Momento (kNm);						
H	Altezza sezione di calcolo (cm);						
Quota	Fx	Fy	M	H			
317,2	2,24	5,85	0,75	35,0			
314,0	2,35	6,13	0,82	35,0			
250,4	19,83	11,7	8,1	35,0			
183,6	33,66	17,53	26,22	35,0			
116,8	44,83	23,38	52,36	35,0			
50,0	58,36	29,23	86,68	35,0			
Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)							
Afv	Area dei ferri lato valle.						
Afm	Area dei ferri lato monte.						
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);						
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);						
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);						
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);						
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu						
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);						
Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	176,73	0,0	77,3
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	176,76	0,0	73,84
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	12,07	236,24	S	177,44	0,0	8,77
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	18,01	236,91	S	178,15	0,0	5,19
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	23,93	237,58	S	178,87	0,0	3,91
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	29,84	238,24	S	179,59	0,0	3,02

Figura 3.8.3.7: Verifica armatura paramento verticale.

MENSOLA A VALLE							
Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);						
Fx	Forza in direzione x (kN);						
Fy	Forza in direzione y (kN);						
M	Momento (kNm);						
H	Altezza sezione (cm);						
Xprogr.	Fx	Fy	M	H			
30,0	-22,3	3,75	0,84	50,0			
65,0	-81,56	-74,16	-11,07	50,0			
Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)							
Afi	Area dei ferri inferiori.						
Afs	Area dei ferri superiori.						
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);						
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);						
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);						
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);						
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu						
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);						
Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	22,67	433,79	S	225,82	0,0	59,06
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	82,93	445,18	S	234,34	0,0	3,1

Figura 3.8.3.8: Verifica armatura mensola di valle.

MENSOLA A MONTE							
Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);						
Fx	Forza in direzione x (kN);						
Fy	Forza in direzione y (kN);						
M	Momento (kNm);						
H	Altezza sezione (cm);						
Xprogr.	Fx	Fy	M	H			
100,0	-49,81	88,48	-54,52	50,0			
195,0	9,45	56,78	-14,59	50,0			
Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)							
Afi	Area dei ferri inferiori.						
Afs	Area dei ferri superiori.						
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);						
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);						
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);						
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);						
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu						
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);						
Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	50,77	439,11	S	229,78	0,0	2,55
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	9,54	431,29	S	223,98	0,0	3,87

Figura 3.8.3.9: Verifica armatura mensola di monte.

I pali sono con diametro 600 mm sono armati con armatura di tondini costituita da 8Ø20 e staffe Ø12/15 elicoidali.

Per le verifiche strutturali del singolo palo in condizioni presso-inflesse viene utilizzato il software del Prof. Gelfi inserendo i valori massimi rilevati in condizioni ultime. Gli esiti sono espressi nella **Figura 3.8.3.10**.

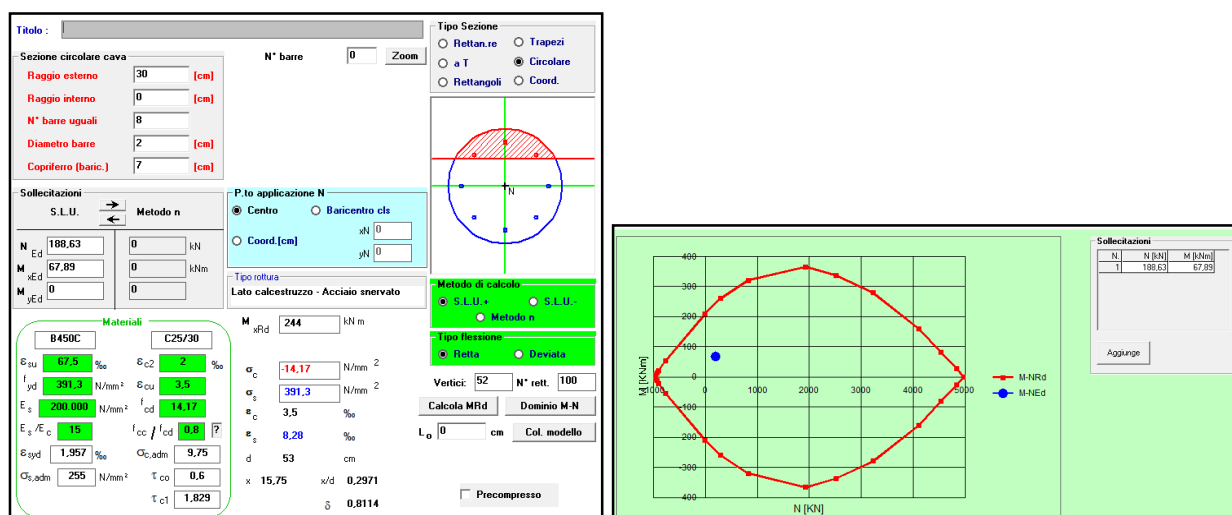


Figura 3.8.3.10: Verifica Sezione circolare d. 600 mm, presso-inflessa con valori massimi.

La verifica a taglio viene riportata in **Figura 3.8.3.11** a seguire.

AZIONI AGENTI			Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.
Ned=	18863 N	Valore minimo e/o massimo	
Ved=	11852 N		
GEOMETRIA			La verifica di resistenza (SLU) si pone con $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ [4.1.22] dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente. Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con $V_{Rd} = \max \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$ [4.1.23] con f_{ctk} espresso in MPa $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ctk}^{1/2}$ e dove d è l'altezza utile della sezione (in mm); $\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_a + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_a è la lunghezza di ancoraggio; $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{ctk}$); b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).
d=	600 mm	diametro palo	
bw=	348,6 mm	$b_w = 0,581 \cdot d$ (massima inerzia) sezione circolare	
c=	70 mm	copriferro	
h=	530 mm	$h = d - c$	
Asl=	2513 mmq	8 ϕ 20	
PARAMETRI DI RESISTENZA			
fck=	25 N/mmq		
γ_c =	1,5		
fcd=	14 N/mmq	$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$	
CALCOLO			
k=	1,614		
ρ_1 =	0,0136		
σ_{cp} =	0,067		
v_{min} =	0,359		
Vrd=	133359,19 N	OK-ARMATURA MINIMA	

Figura 3.8.3.11: Verifica Sezione circolare d. 600 mm a taglio.

Come si può notare dai risultati ottenuti la sezione è strutturalmente verificata.

3.7.6 Verifica agli stati limite di esercizio (SLE)

Le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) delle fondazioni miste si basano su analisi di interazione tra il terreno e la fondazione mista e devono garantire che i valori degli spostamenti e delle distorsioni siano compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2 della norma), nel rispetto della condizione ($E_d < C_d$).

Ai fini delle verifiche SLE si è considerata la combinazione quasi permanente dei carichi (eq. 2.5.4 delle NTC2018, impiegata per la valutazione degli effetti a lungo termine).

Sulla base di quanto prescrive la normativa si è quindi proceduto a calcolare il cedimento medio della palificata.

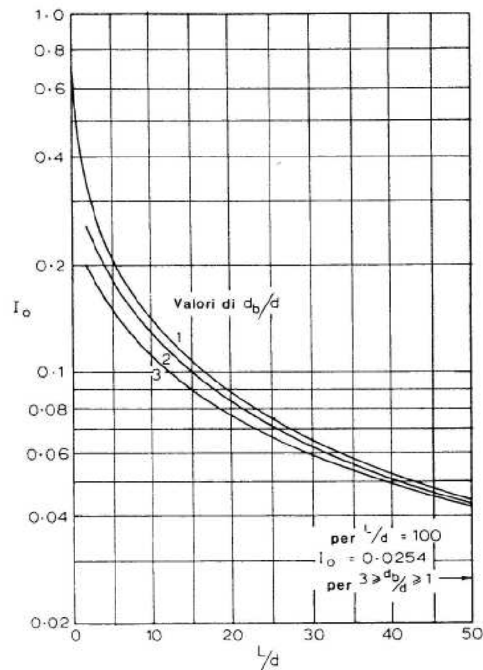
Il calcolo del cedimento del singolo palo (δ_p) viene eseguito con la soluzione suggerita da Poulos e Davis (1982) nell'ipotesi di "palo sospeso":

$$\delta_p = (Q_{max} \times l_0 \times R_k \times R_v) / (E_s \times \Phi)$$

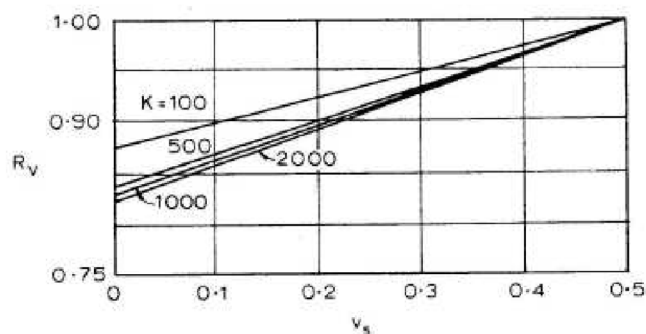
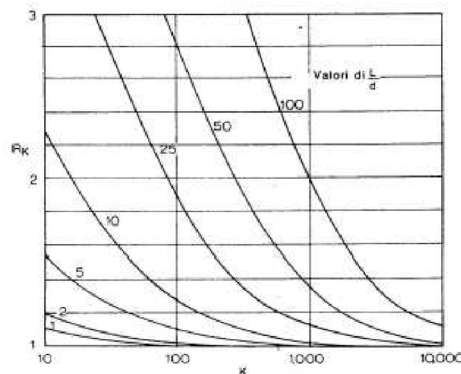
I valori di riferimento per il calcolo dei cedimenti per i pali che sostengono della platea di fondazione sono i seguenti:

- $Q_{SLEd} = Q_{max}$ è l'azione verticale massima agente sul singolo palo nella situazione agli Stati Limite di Esercizio è pari a **299,58 kN**;
- Diametro del palo $\Phi = 600$ mm;
- Lunghezza del palo $L = 14,00$ m
- E_s modulo elastico del terreno nel quale è immerso il palo; nel caso specifico si è fatto riferimento al modulo medio su tutta la lunghezza del palo; con tale ipotesi si è assunto il valore medio cautelativo di E_s pari a circa 10 MPa;
- l_0 coefficiente correttivo funzione del rapporto di snellezza del palo (L/Φ); nel caso in esame si ha $L/\Phi \approx 25$, da cui $l_0 \approx 0,071$;

- R_k il fattore correttivo dovuto alla compressibilità del palo, che dipende dalla snellezza dello stesso e dal rapporto di rigidezza k tra il modulo elastico di Young del palo E_p (≈ 30000 MPa) e quello del terreno di copertura E_s (≈ 10 MPa); nel caso in esame $E_p/E_s \approx 3000$, da cui $R_k \approx 1.05$;



- R_v il fattore che dipende dal rapporto di rigidezza k e dal modulo di Poisson del terreno ν (0.40), pari a 0.97.



Quindi facendo riferimento alle tabelle allegate, per pali con diametro 600 mm e per un'azione verticale di **299,58 kN**, si avrà:

$$\delta_p = (299,58 \times 0,071 \times 0,97 \times 1,05) / (10000 \times 0,60) \approx 3,6 \text{ mm}$$

Tale valore risulta essere accettabile per i cedimenti a lungo termine della palificata.

Sono state inoltre eseguite le verifiche a fessurazione del muro sia sui paramenti che sulle fondazioni di valle e di monte.

La **Tabella 3.8.4.1** indica le verifiche e i limiti delle medesime.

ELEVAZIONE

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	0,000	0,300	215,604	86	Si	0,30	114,72	-0,62
Si	0,000	0,300	219,619	115	Si	0,33	114,72	-0,55
Si	0,004	0,300	302,059	725	Si	2,83	114,72	47,26
Si	0,017	0,300	309,475	780	Si	9,03	114,72	191,12
Si	0,037	0,300	311,430	794	Si	18,03	114,72	407,06
Si	0,067	0,300	312,460	802	Si	30,99	114,72	723,91

FONDAZIONE DI VALLE

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	--	0,300	--	--	Si	3,60	114,72	-37,49
Si	--	0,300	--	--	Si	9,29	114,72	-97,59

FONDAZIONE DI MONTE

Verifica fessurazione	Apertura fessure mm	Apertura fessure Limite mm	Distanza fessure mm	Area Cls efficace cm2	Verifica tensioni Normali daN/cm ²	Sigma C(+compr.) daN/cm ²	SigmaC Lim daN/cm ²	SigmaF Max daN/cm ²
Si	--	0,300	--	--	Si	4,79	114,72	-37,06
Si	0,004	0,300	169,461	750	Si	2,92	114,72	88,51

Tabella 3.8.4.1: Verifiche di fessurazione in condizioni quasi permanenti.

4 CONCLUSIONI

In base alle attività progettuali eseguite e in funzione delle verifiche geotecniche e strutturali realizzate, si ritiene che la proposta realizzativa sia funzionale alle strutture da sostenere e adatta alle finalità del progetto.

Tutte le verifiche eseguite sono risultate formalmente accettabili.

Ing. Grablovitz Davide

Ferrara, April '21

