

S.S 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"
TRATTO SPOLETO - ACQUASPARTA
1° stralcio: Madonna di Baiano-Fiorenzuola

SUPPORTO AGGIORNAMENTO PROG. DEFINITIVO

COD. **PG143**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Federico Durastanti
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A844

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
 Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

Il Responsabile di Progetto

Arch. Pianificatore Marco Colazza

Il Responsabile del Procedimento

Dott. Ing.
 Alessandro Micheli

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott.Ing. N.Granieri
 Dott.Arch. N.Kamenicky
 Dott.Ing. V.Truffini
 Dott.Arch. A.Bracchini
 Dott.Ing. F.Durastanti
 Dott.Ing. E.Bartolucci
 Dott.Geol. G.Cerquiglini
 Geom. S.Scopetta
 Dott.Ing. L.Sbrenna
 Dott.Ing. E.Sellari
 Dott.Ing. L.Dinelli
 Dott.Ing. L.Nani
 Dott.Ing. F.Pambianco
 Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini
 Dott. Ing. S.Sacconi
 Dott. Ing. G.Cordua
 Dott. Ing. V.De Gori
 Dott. Ing. C.Consorti
 Dott. Ing. F.Dominici

Dott. Ing. V.Rotisciani
 Dott. Ing. F.Macchioni
 Geom. C.Vischini
 Dott. Ing. V.Piunno
 Dott. Ing. G.Pulli
 Geom. C.Sugaroni



OPERE D'ARTE MINORI
MURO D'ALA SOTTOVIA BAIANO
Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

NOME FILE

T00-OS01-STR-RE01

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

LOPG143 D 2007

CODICE ELAB.

T00OS01STRRE01

A

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	Emissione	30/11/2020	F.Brunori	F.Durastanti	N.Granieri

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	3
3	MATERIALI	3
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	4
5	MODELLAZIONE ADOTTATA	4
5.1	ANALISI DEI CARICHI	4
5.1.1	Spinta statica delle terre	4
5.1.2	Spinta da sovraccarico accidentale	5
5.1.3	Azione sismica	6
6	VERIFICHE DI SICUREZZA	7
6.1	VERIFICHE AGLI SLU	7
6.2	VERIFICHE AGLI SLE	10
7	ANALISI E VERIFICHE PARATIA TIPO 1	11
7.1	FASI DI CALCOLO	11
7.2	RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE	12
7.2.1	Sollecitazioni massime	12
7.2.2	Spostamenti	15
7.2.3	Verifica strutturale micropali	17
7.2.4	Verifica a carico assiale del micropalo a cavalletto	18
8	ANALISI E VERIFICHE PARATIA TIPO 2	19
8.1	FASI DI CALCOLO	19
8.2	RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE	20
8.2.1	Sollecitazioni massime	20
8.2.2	Spostamenti	22
8.2.3	Verifica strutturale micropali	23

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza della paratia in corrispondenza del sottovia svincolo di Baiano.

In particolare sono stati analizzati gli schemi più significativi, ovvero:

- | | |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> - Paratia tipo 1 con cavalletto diametro micropali $\phi_p = 300$ mm lunghezza micropali $L_p = 15$ m armatura $\phi_a = 193.7$ mm sp. 12.5 mm interasse micropali $i_p = 0.4$ m interasse micropali a cavalletto $i_{pc} = 0.8$ m altezza massima di scavo $H_s = 6.60$ m | <ul style="list-style-type: none"> - Paratia tipo 2 a sbalzo diametro micropali $\phi_p = 300$ mm lunghezza micropali $L_p = 12$ m armatura $\phi_a = 193.7$ mm sp. 12.5 mm interasse micropali $i_p = 0.4$ m altezza massima di scavo $H_s = 3.10$ m |
|--|--|

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- Eurocodice 7: progettazione geotecnica.

3 MATERIALI

Calcestruzzo pali, micropali e cordoli C25/30

Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 30$ N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 31447$ N/mm ²
Classe di esposizione	XC2

Acciaio per armatura B450C

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$ N/mm ²
Tensione caratteristica di calcolo	$f_{yd} \geq 391.3$ N/mm ²
Modulo di elasticità	$E_s = 210000$ N/mm ²

Acciaio per carpenteria metallica S355

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riportano di seguito i parametri di resistenza e deformabilità dei terreni attraversati in accordo con la caratterizzazione geotecnica.

Unità geotecnica	γ	c'	ϕ	E
	kN/m ³	kPa	°	MPa
Rilevato stradale	19	0	35	20
U2	21	0	35	20

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica.

La quota della falda è stata assunta a quota 306 m slm.

5 MODELLAZIONE ADOTTATA

Lo stato tenso-deformativo dell'opera è stato investigato mediante il software di calcolo PARATIE PLUS, programma non lineare agli elementi finiti per l'analisi di strutture di sostegno flessibili.

In accordo a quanto indicato al punto 6.5.2.2 delle NTC18 in configurazione definita la quota di valle è stata diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10 % della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0.5 m.

5.1 ANALISI DEI CARICHI

5.1.1 Spinta statica delle terre

Nel modello di calcolo impiegato dal software di calcolo PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_{0NC} \cdot (OCR)^m$$

dove

$$K_{0NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$). OCR è il grado di sovraconsolidazione e m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di K_A e K_P si può tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948).

Il valore limite della tensione orizzontale sarà dato da

$$\sigma'_A = K_A \sigma'_v - 2c'\sqrt{K_A} \quad \text{oppure}$$

$$\sigma'_P = K_P \sigma'_v - 2c'\sqrt{K_P}$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente. c' è la coesione drenata del terreno.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidezza delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidezza di ciascuna di esse, k , è data da:

$$k = E / L$$

ove E è un modulo di rigidezza del terreno mentre L è una grandezza geometrica caratteristica. Poiché nel programma PARATIE le molle sono posizionate a distanze finite Δ , la rigidezza di ogni molla è

$$K = E\Delta / L$$

Il valore di Δ è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti. Il valore di L è fissato automaticamente dal programma. Esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva.

5.1.2 Spinta da sovraccarico accidentale

Il sovraccarico accidentale di superficie è assunto pari a 20 kPa riprodotto il traffico stradale attivo sulla carreggiata presente a tergo dell'opera.

5.1.3 Azione sismica

L'azione sismica è stata definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. L'analisi sismica è stata svolta considerando:

- Vita nominale dell'opera: $V_N=50$ anni
- Classe d'uso dell'opera: IV (CU=2.0)
- Periodo di riferimento dell'opera: $V_R= V_N \cdot C_U = 100$ anni

I parametri adottati per il sito in esame sono:

- Categoria topografica: T1
- Categoria di sottosuolo : C

L'accelerazione di picco a_{max} risulta:

- $a_{max}=S a_g =S_S S_T a_g = 0.358$

con:

- coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.00$
- coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S = 1.305$
- accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, nella condizione di SLV, $a_g = 0.274$

La componente orizzontale k_h dell'accelerazione equivalente è data da:

- $k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} / g$

dove:

- $\alpha \leq 1$ coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni, posto pari a 1;
- $\beta \leq 1$ coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

In accordo a quanto previsto dalla norma si trascura la componente verticale dell'accelerazione $a_v = 0$.

Sovrappinta sismica del terreno

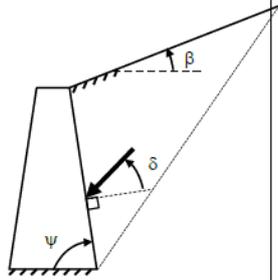
Per la determinazione della spinta attiva in presenza di azione sismica, da applicare nel caso di strutture flessibili, cioè con possibilità di deformazioni sufficienti per produrre condizioni di equilibrio limite, è stata applicata la seguente espressione:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2$$

dove:

- γ = peso specifico del terreno
- H = dislivello tra quota piano campagna e quota fondo scavo

Il coefficiente di spinta attiva è dato dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} \beta \leq \phi - \theta : K_{A,E} &= \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta)\text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \\ \beta > \phi - \theta : K_{A,E} &= \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)} \end{aligned} \quad (12-14)$$


dove:

- ϕ valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;
- ψ, β angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;
- δ valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro;
- θ angolo dato da $\tan \theta = k_h / (1 \pm k_v)$.

6 VERIFICHE DI SICUREZZA

6.1 VERIFICHE AGLI SLU

Per le paratie si devono considerare, ove pertinenti, i seguenti stati limite ultimi, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)*
 - collasso per rotazione intorno a 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 in condizioni non drenate;
 - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- *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.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC 2018.

Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto al punto 6.2.4.2 delle NTC.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

In particolare nelle verifiche nei confronti di stati limite ultimi geotecnici, si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno. Le analisi sono condotte con la Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2.

Nelle verifiche nei confronti di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, le analisi sono volte utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1.

In condizioni simiche le verifiche degli stati limite ultimi devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto.

	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 2– Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I 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_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 3– Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab.6.2.II NTC2018).

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 4: Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (Tabella 6.8.I – NTC 2018).

Per la verifica dei micropali soggetti a carichi assiali si considera la combinazione di coefficienti parziali $A1+M1+R3$, dove i coefficienti γ_R sono quelli riportati nella Tabella 6.4.II delle NTC. La verifica è svolta confrontando la massima azione di progetto sviluppata in tutti gli stage di analisi, con la resistenza di progetto, in accordo a quanto previsto dalle NTC2018 paragrafo 6.4.3.1 e 7.11.5.3.2.

La resistenza è calcolata, utilizzando il metodo di Bustamante – Doix, in base alla seguente relazione:

$$R_{cal} = \pi \alpha \phi_{perf} L s$$

in cui:

- ϕ_{perf} diametro della perforazione, pari a 300 mm;
- α coefficiente maggiorativo per il diametro;
- L lunghezza di progetto;
- s tensione di aderenza (dipendente dai terreni interessati).

La tensione di progetto è stata calcolata nel rispetto delle NTC2018, considerando valori di resistenza laterale unitaria associabili a terreni sabbiosi moderatamente compatti, come indicato nell'abaco riportato a seguire, in cui la curva SG.2 si riferisce a iniezioni semplici (IGU).

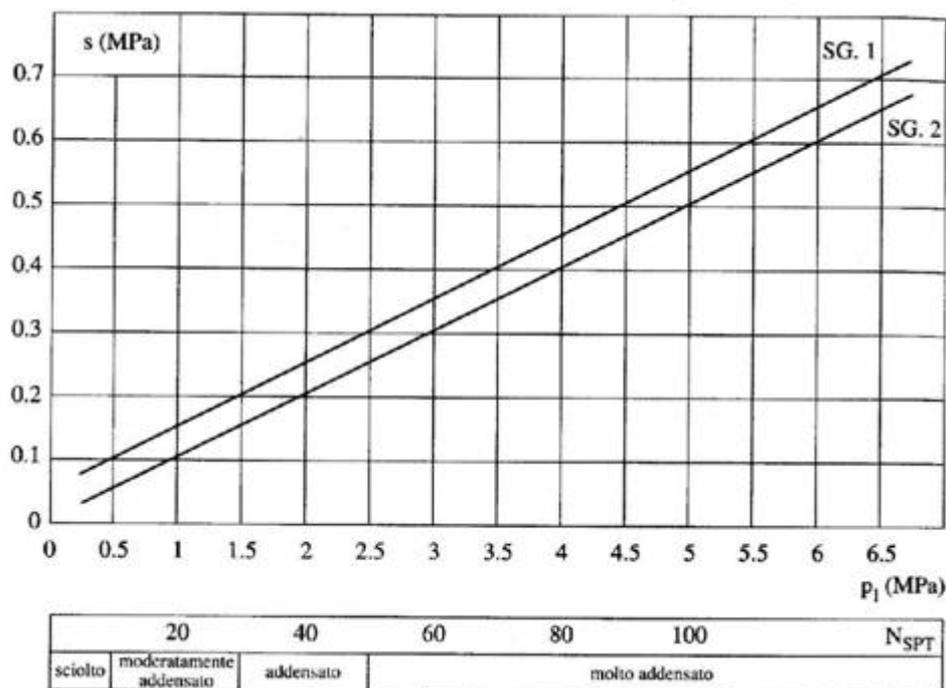


Figura 1: Abaco per il calcolo della tensione limite (s) per sabbie e ghiaie.

I valori caratteristici delle resistenze vengono quindi dedotti ricorrendo al fattore di correlazione ξ funzione del numero di profili di indagine come esposto in tabella 6.4.IV delle NTC2018.

Infine la resistenza di progetto R_d , è ottenuta applicando alla resistenza caratteristica i coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella 6.4.II delle NTC 2018.

Nel caso in esame si è assunto cautelativamente $s = 50 \text{ kPa}$ e $\xi_3 = \xi_4 = 1.70$.

6.2 VERIFICHE AGLI SLE

Nelle condizioni di esercizio devono essere valutati gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di opere adiacenti.

7 ANALISI E VERIFICHE PARATIA TIPO 1

7.1 FASI DI CALCOLO

Nella modellazione è stata implementata la seguente successione di step:

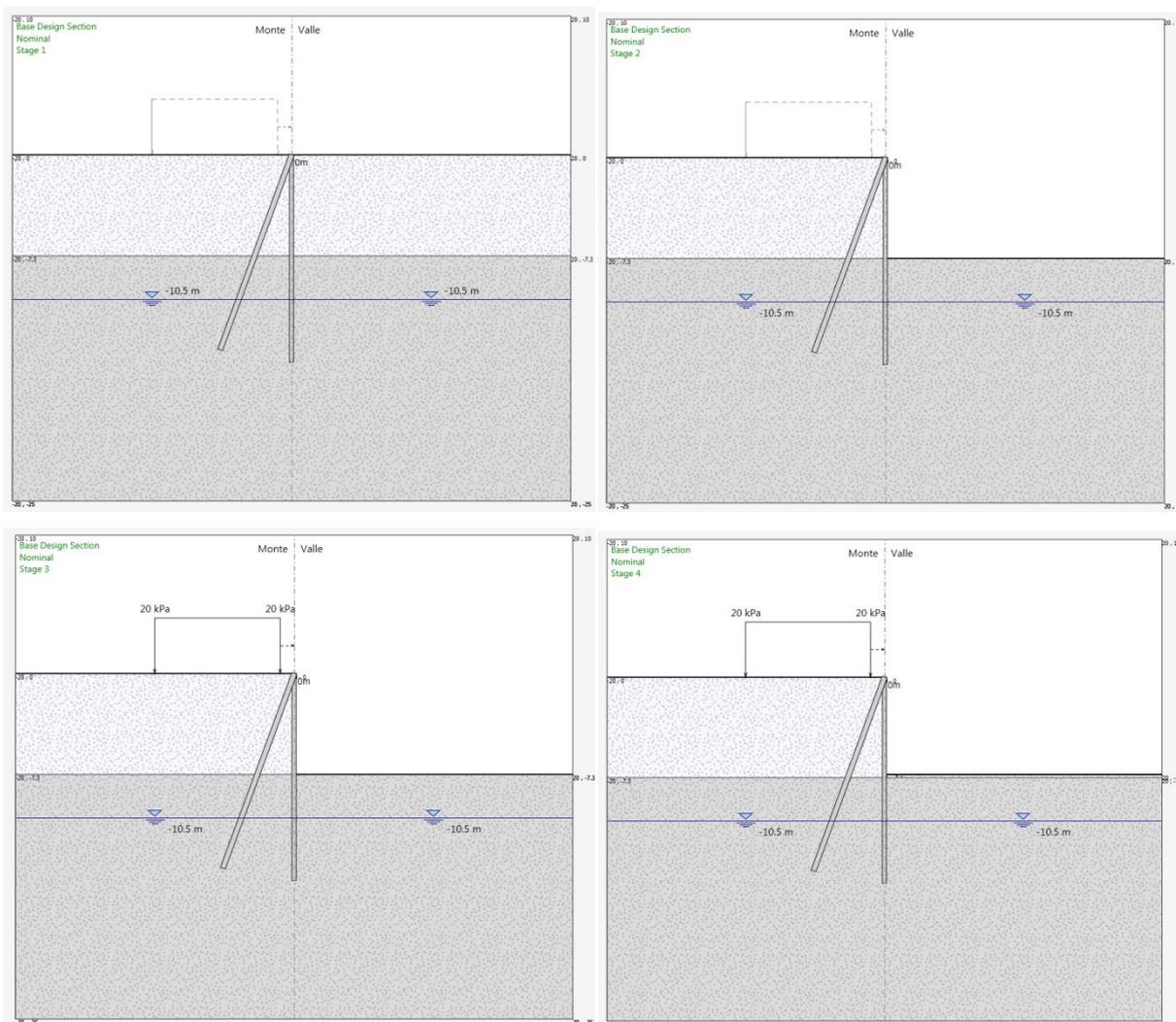
Fase 1: realizzazione micropali;

Fase 2: Scavo H = 7.3 m per il raggiungimento del fondo scavo provvisorio (quota -0.7 m rispetto al ciglio strada);

Fase 3. applicazione sovraccarico stradale;

Fase 4: rinterro = 0.7m – 0.5m (punto 6.5.2.2 NTC18) = 0.2 m fino a quota fondo scavo definitivo;

Fase 5: applicazione del carico sismico.



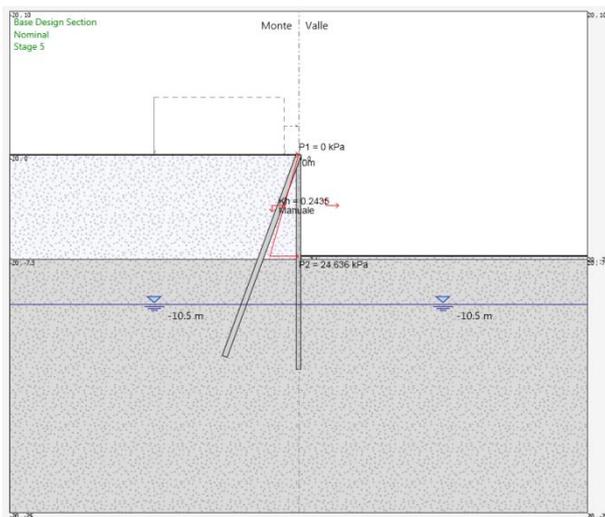


Figura 2: fasi di analisi.

7.2 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE

7.2.1 Sollecitazioni massime

Nelle immagini seguenti si riportano le sollecitazioni massime in combinazione di carico SLU e SLE.

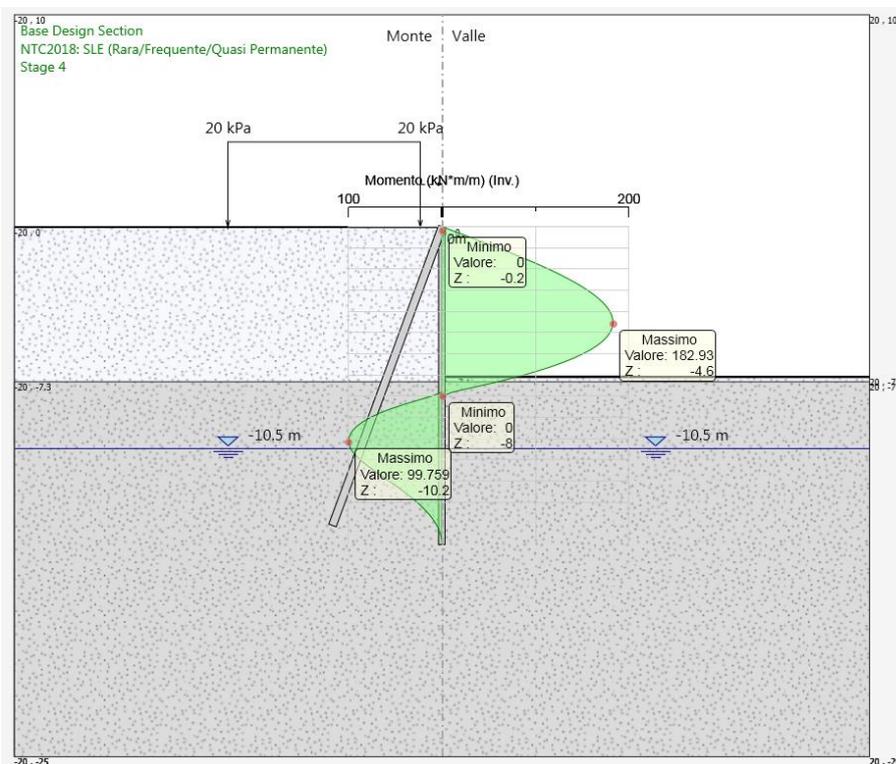


Figura 3: Involuppo Diagramma del Momento SLE.

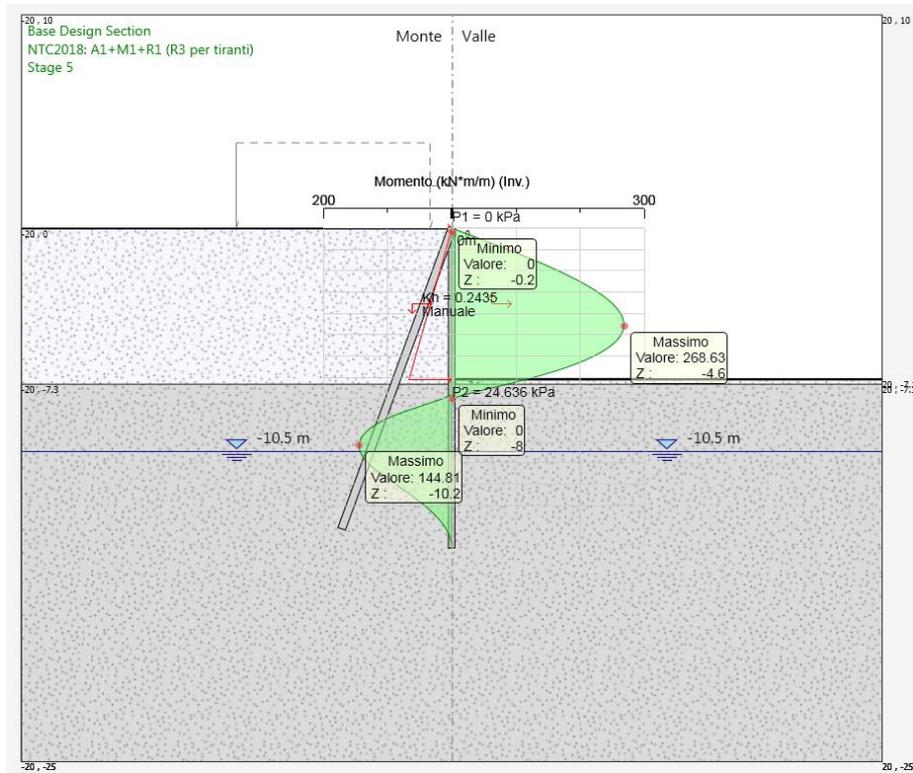


Figura 4: Involuppo Diagramma del Momento SLU e SIS.

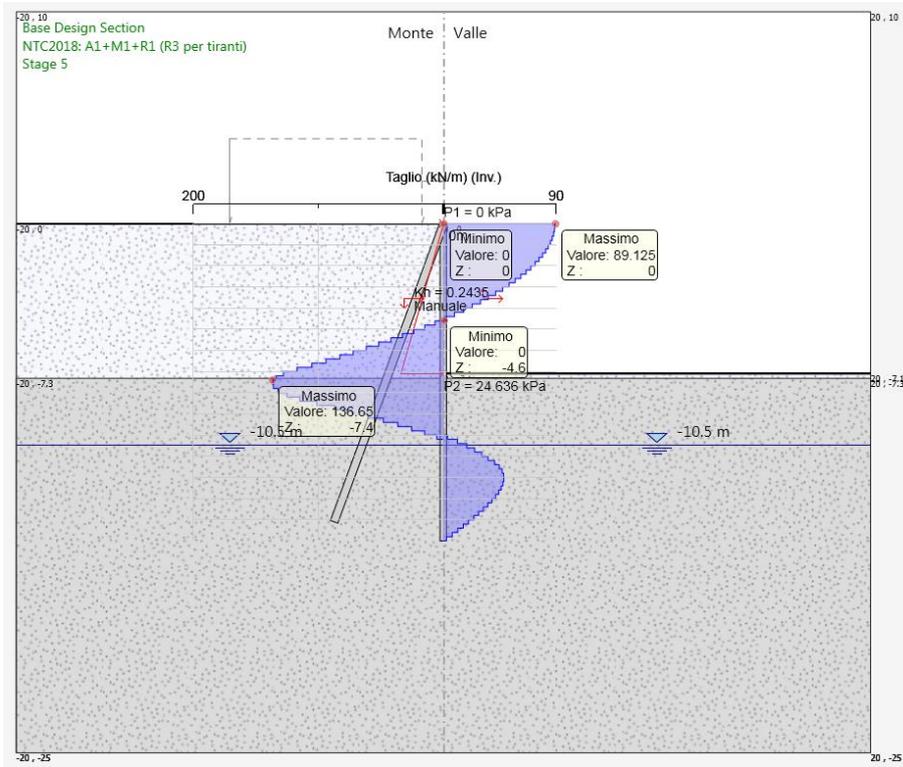


Figura 5: Involuppo Diagramma del Taglio SLU e SIS.

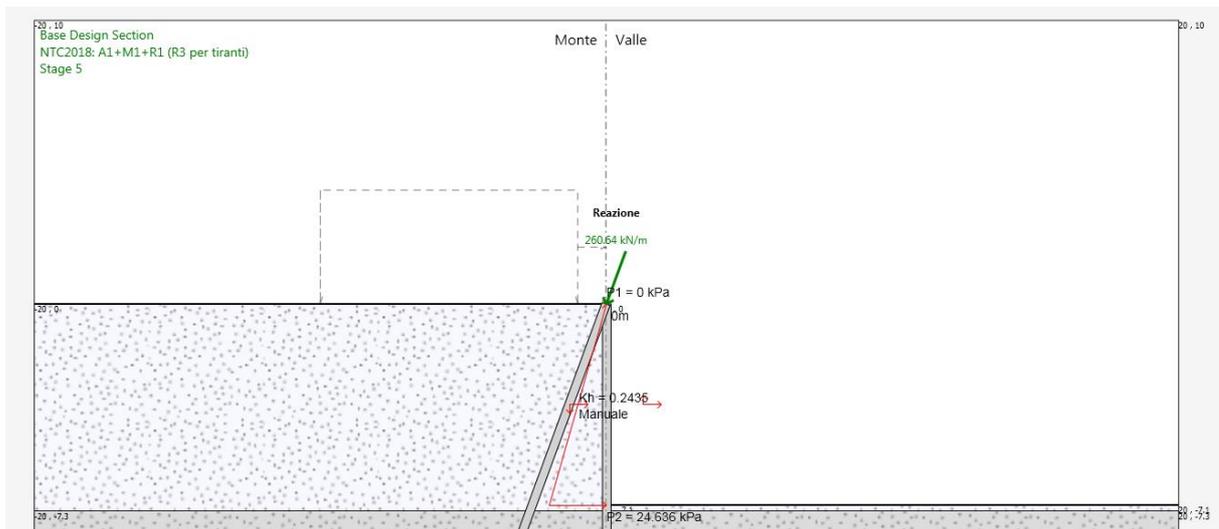


Figura 6: Sforzo assiale massimo SLU e SIS sui micropali a cavalletto.

7.2.2 Spostamenti

A seguire si riportano gli spostamenti dell'opera nelle fasi di calcolo 2 e 3.

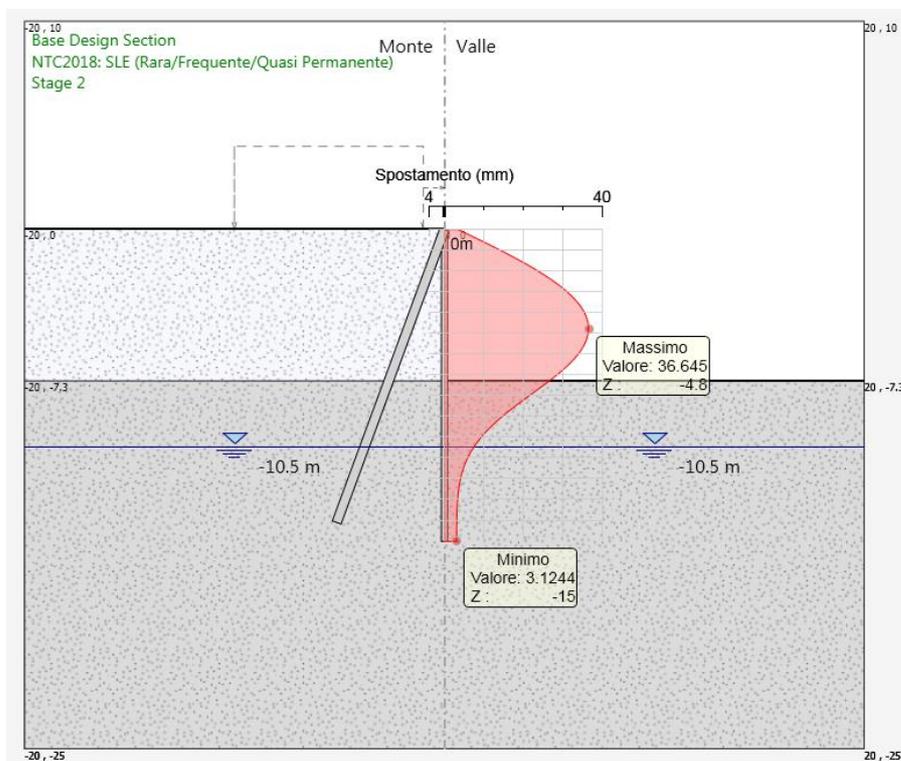


Figura 7: Spostamento fase 2.

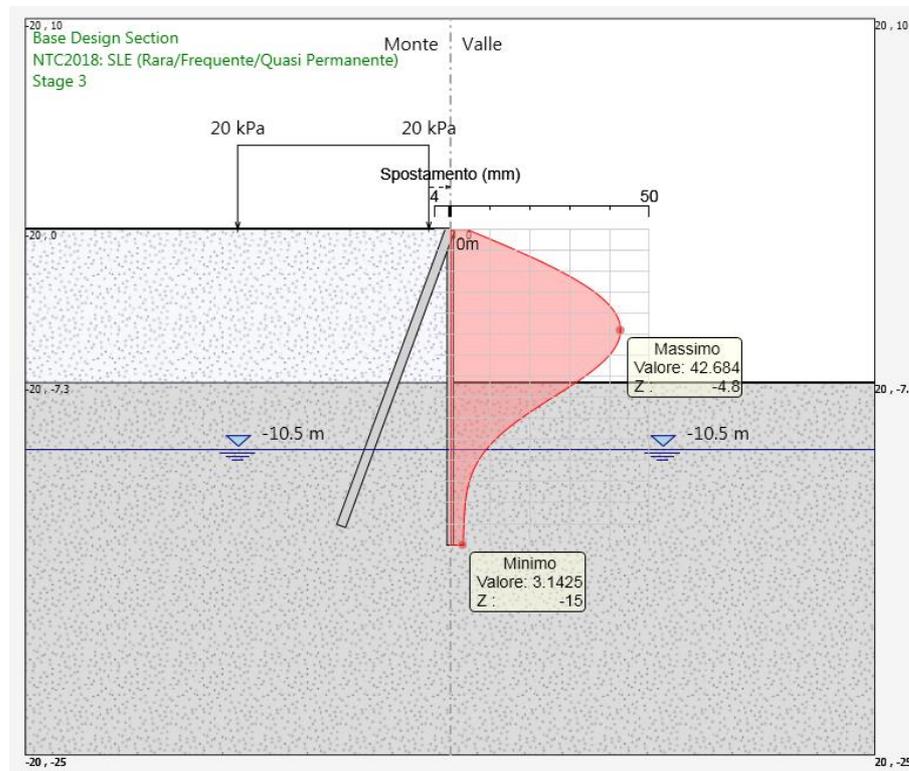


Figura 8: Spostamento fase 3.

Tali spostamenti risultano compatibili con la funzionalità dell'opera.

7.2.3 Verifica strutturale micropali

A seguire si riportano i diagrammi di sfruttamento del momento e del taglio.

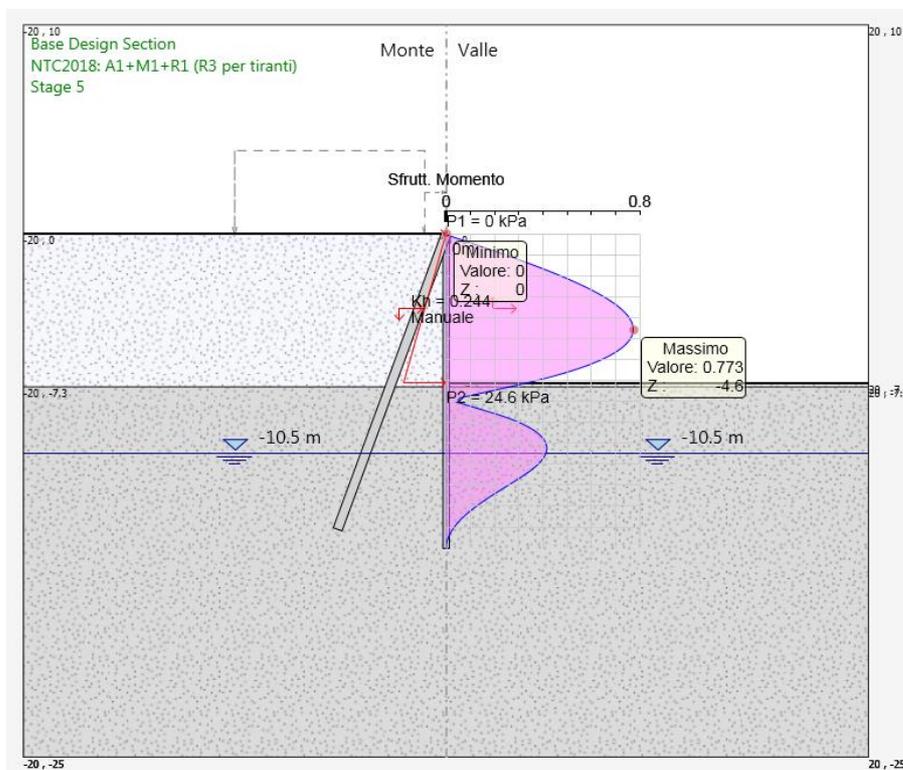


Figura 9: Diagramma sfruttamento momento.

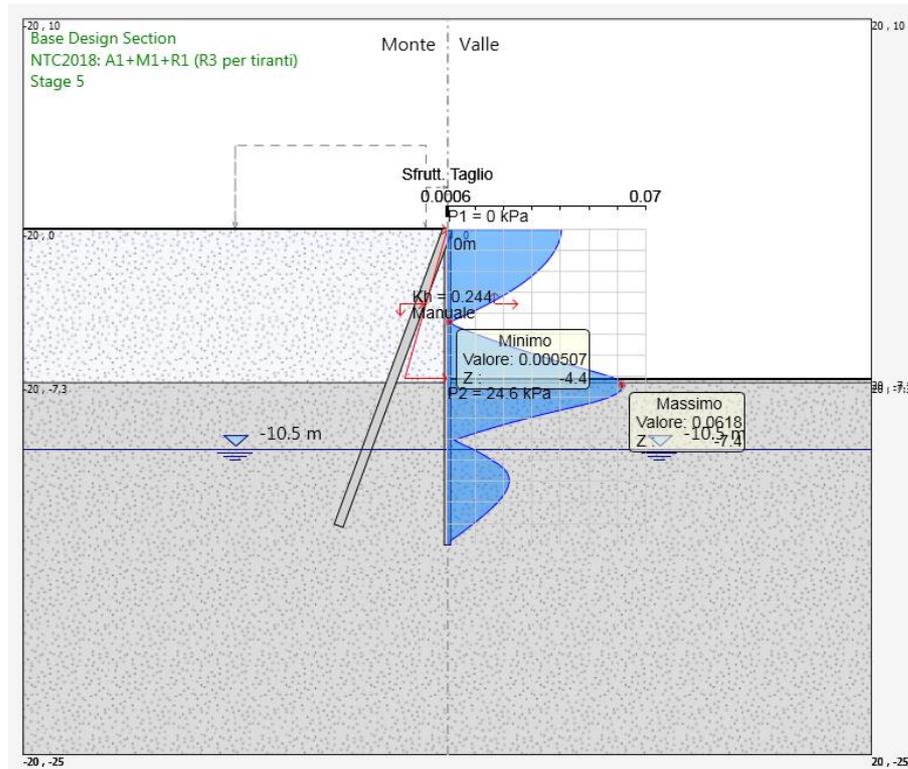


Figura 10: Diagramma sfruttamento taglio.

7.2.4 Verifica a carico assiale del micropalo a cavalletto

$$N_{Ed} = 208.51 \text{ kN}$$

Tipo di Terreno	Spessore l_{s_i} (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Q_{s_i} (kN)
	15.00	1.00	0.30	0.050	0.050	0.024	332.64
			0.00			0.000	0.00
			0.00			0.000	0.00

$$L_s = 15.00 \text{ (m)}$$

$$Q_l = 332.64 \text{ (kN)}$$

Capacità portante di punta

$$Q_p = \%Punta * Q_l$$

(consigliato 10-15%)

% Punta

0%

$$Q_p = 0.00 \text{ (kN)}$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

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

$$F_s = Q_{lim} / N \quad (F_s > 1)$$

$$Q_{lim} = 332.64 \text{ (kN)}$$

$$F_s = 1.60$$

8 ANALISI E VERIFICHE PARATIA TIPO 2

8.1 FASI DI CALCOLO

Nella modellazione è stata implementata la seguente successione di step:

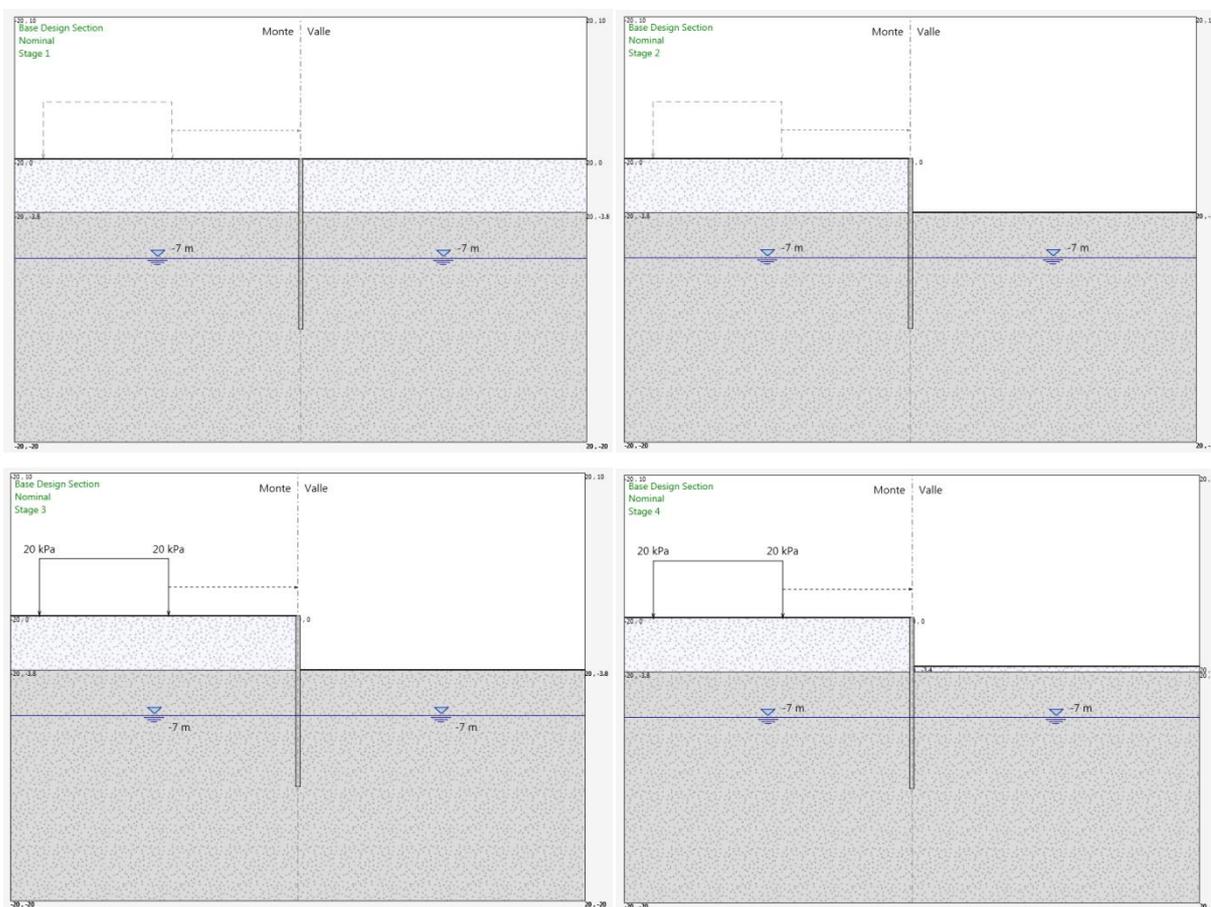
Fase 1: realizzazione micropali;

Fase 2: Scavo H = 3.8 m per il raggiungimento del fondo scavo provvisorio (quota -0.7 m rispetto a ciglio strada);

Fase 3. applicazione sovraccarico stradale;

Fase 4: rinterro = 0.7m - 0.3m (punto 6.5.2.2 NTC18) = 0.4 m fino a quota fondo scavo definitivo;

Fase 5: applicazione del carico sismico.



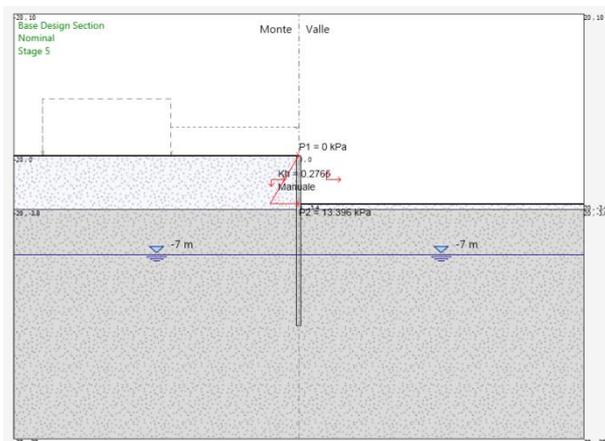


Figura 11: fasi di analisi.

8.2 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE

8.2.1 Sollecitazioni massime

Nelle immagini seguenti si riportano le sollecitazioni massime in combinazione di carico SLU e SLE.

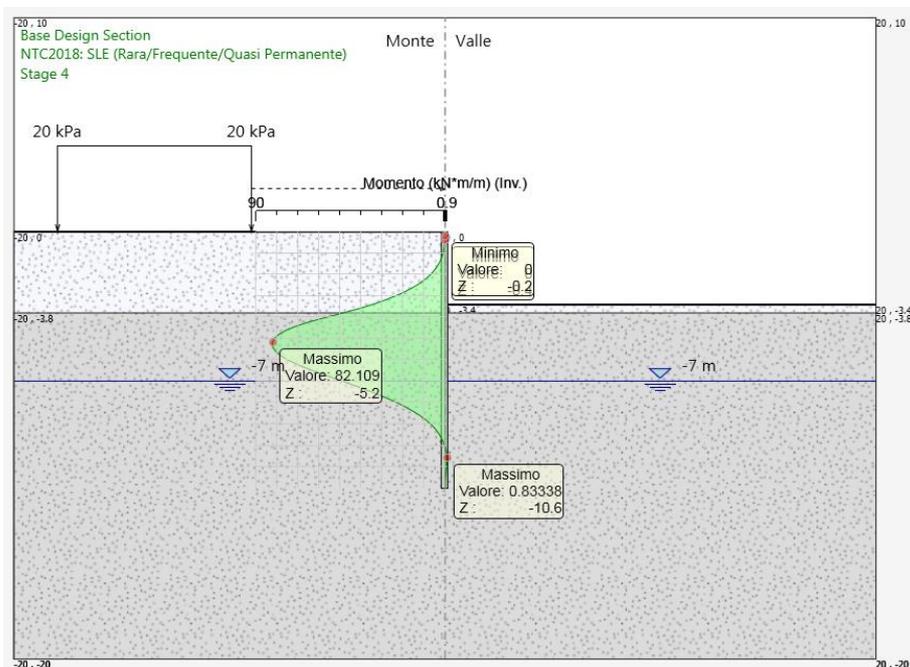


Figura 12: Involupt Diagramma del Momento SLE.

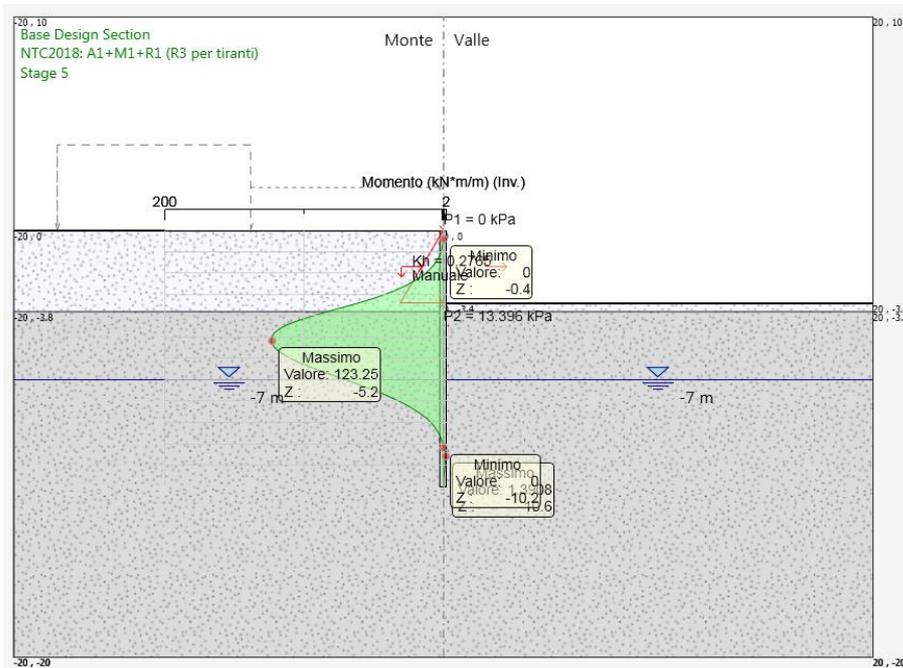


Figura 13: Involupto Diagramma del Momento SLU e SIS.

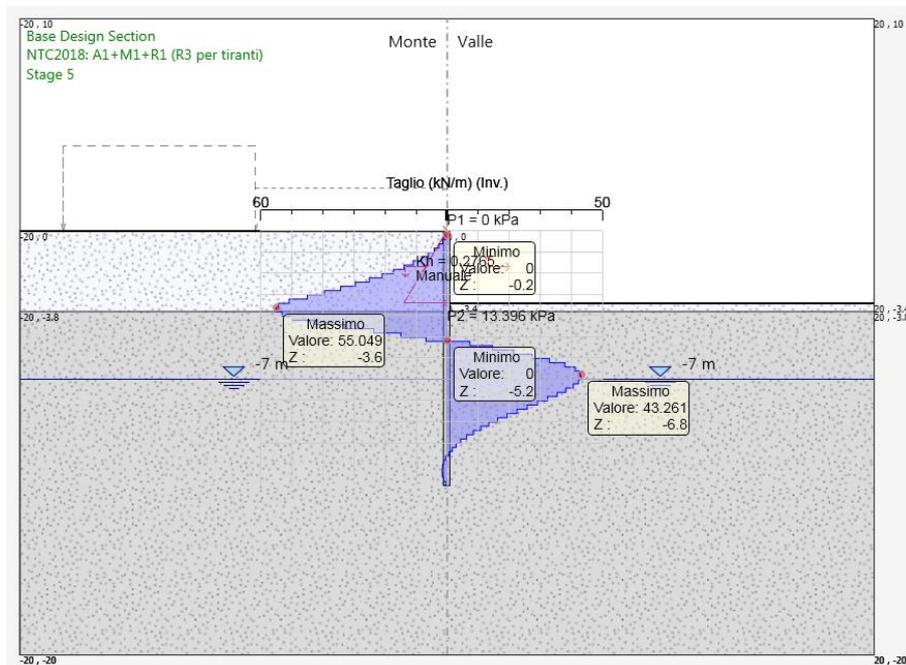


Figura 14: Involupto Diagramma del Taglio SLU e SIS.

8.2.2 Spostamenti

A seguire si riportano gli spostamenti dell'opera in fase 3.

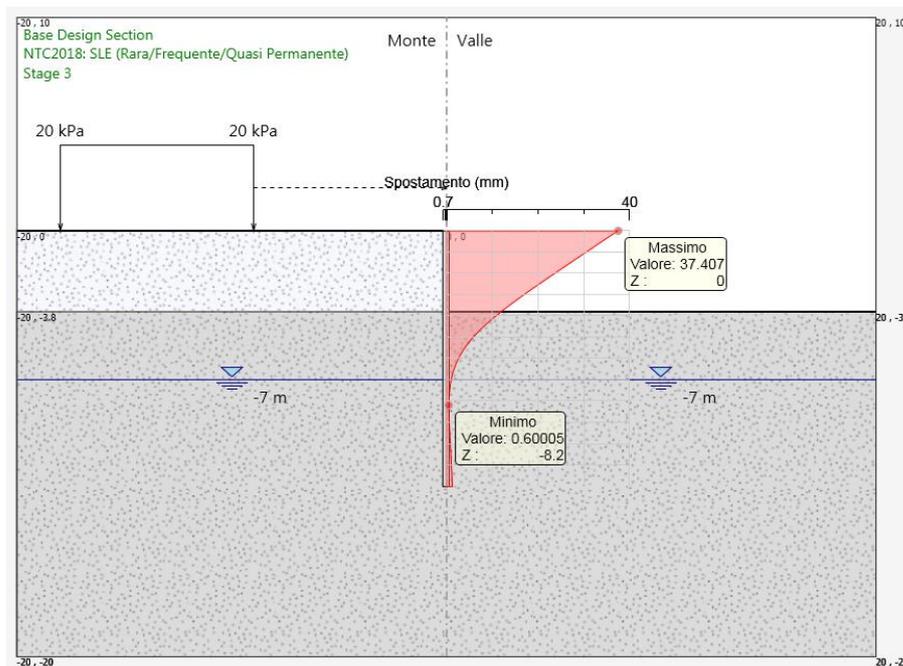


Figura 15: Spostamento fase 3.

Tale spostamento risulta compatibile con la funzionalità dell'opera.

8.2.3 Verifica strutturale micropali

A seguire si riportano i diagrammi di sfruttamento del momento e del taglio.

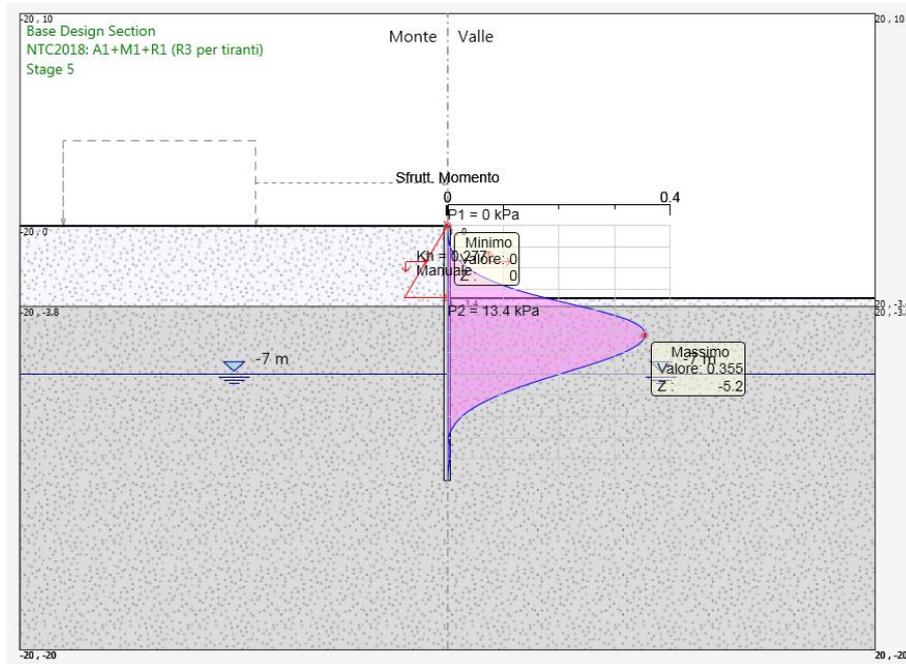


Figura 16: Diagramma sfruttamento momento.

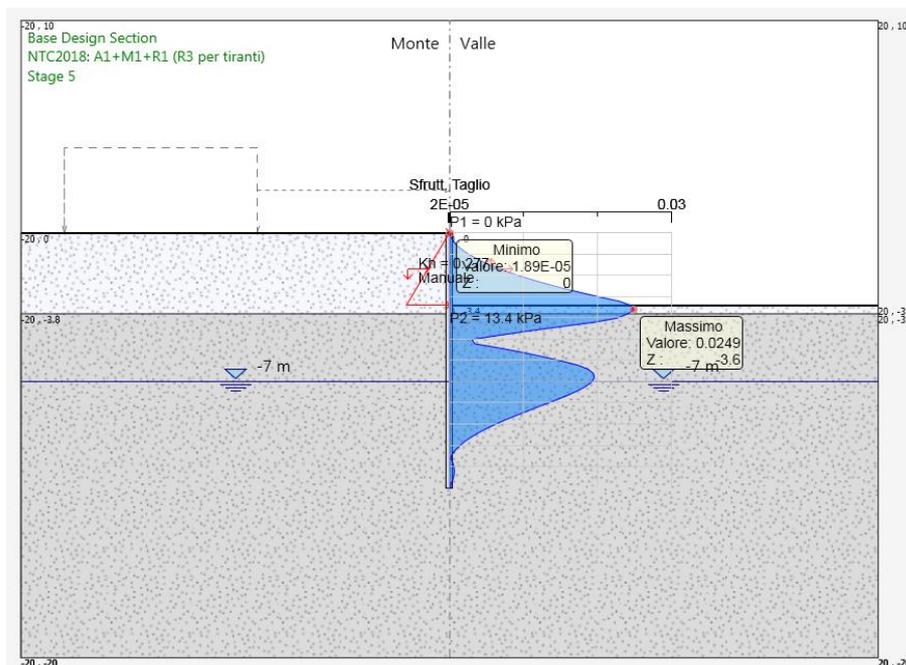


Figura 17: Diagramma sfruttamento taglio.