

SPEA Ingegneria Europea

AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA-PADOVA

Ampliamento alla terza corsia del tratto

Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D'ARTE MAGGIORI

SOTTOVIA, PONTI E VIADOTTI

Ampliamento Ponte Scolo Calcarata km 23+991

Relazione descrittiva e di calcolo

APE351



INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.3 BIBLIOGRAFIA.....	4
2.4 SOFTWARE.....	6
3. MATERIALI.....	7
3.1 MATERIALI PER OPERE PROVVISORIALI.....	7
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	8
4.1 PREMESSA.....	8
4.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO.....	8
4.3 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	8
4.4 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA.....	9
4.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO.....	10
5. ANALISI DELLE OPERE PROVVISORIALI.....	11
5.1 PREMESSA.....	11
5.2 DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	12
5.3 METODOLOGIA DI CALCOLO.....	12
5.4 VERIFICHE ESEGUITE.....	12
5.5 SEZIONE DI CALCOLO.....	17
5.6 PARAMETRI DI CALCOLO DEI MICROPALI.....	19
5.7 CARICHI PERMANENTI E ACCIDENTALI.....	19
5.8 FASI DI CALCOLO.....	19
5.9 PRINCIPALI RISULTATI DI CALCOLO.....	20
5.10 VERIFICA DELL'ARMATURA DEI MICROPALI.....	24
5.11 VERIFICA A SFILAMENTO DEI MICROPALI INCLINATI.....	25
5.12 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	25

1. PREMESSA

Nella presente relazione vengono illustrate le opere provvisorie relative alla realizzazione delle spalle del Ponte in ampliamento denominato Ponte Scolo Calcarata al km 23+991, previste nell'ambito della progettazione definitiva dell' "Autostrada A13 (Bologna-Padova), Ampliamento alla terza corsia del tratto tra Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud".

Nel documento verranno affrontati i seguenti aspetti:

- richiamo delle condizioni geotecniche: stratigrafia, parametri di progetto, falda;
- dimensionamento e verifiche opere provvisorie.

Le verifiche sono state condotte ai sensi della Normativa vigente (NTC 2008).

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Decreto Ministeriale dei Lavori Pubblici n. 47 del 11 marzo 1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- UNI ENV 1997-1 Eurocodice 7: "Progettazione geotecnica" Parte 1.
- UNI 10006-2002 Costruzione e manutenzione delle strade – Tecniche di impiego delle terre.
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" pubblicate sulla G.U. n. 29 del 04/02/2008.
- Circolare esplicativa CSLP del 02-02-09: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 /01/08".

2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- APE0001 - Relazione geotecnica generale.
- Appendice 3 APE 0001 - Schede Geotecniche delle opere.
- APE0002-APE0009 - Planimetrie e Profili Geotecnici.
- APE350 - Opere provvisoriale - Pianta, prospetti e sezioni

2.3 BIBLIOGRAFIA

- Seed H.B. and Whitman R.V. – "Design of earth retaining structures for dynamics loads". Proceeding of the 1970 Specialty Conference on Lateral Stresses and Design of Earth Retaining Structures – Cornell University 22-24 giugno 1970.

- Richardson G.N. et al. “Seismic Design of Reinforced Earth Walls” - Journal of Geotechnical Engineering Division – ASCE, Vol 101 October 1975 e ASCE Vol 103 January 1977.
- Whitman R.V. and Liao S. (1985) – “Seismic design of retaining walls”.
- Bustamante M. et Doix B., “Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés”, Bulletin liaison LCPC, Nov. - Dec. 1985.
- Caquot A., Kerisel J. [1948] "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" Gautiers-Villars, Paris.
- Lancellotta R. (2007), “Lower Bound approach for seismic passive earth resistance”, Geotechnique, Technical Note, 57, 1-3.
- Mueller-Breslau (1906), “Erddruck anf Stuetzmaern” Kroener.
- Mononobe N. (1929) "Earthquake-proof construction of masonry dams", Proc. of World Engineering Conference, vol.9, p.275.
- NAVFAC (1982), “Foundations and earth Structures. Design manual 7.2”. Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.
- Taylor, D.W. (1948). Fundamental of soil mechanics. John Wiley, New York
- Skempton A.W. (1986) “Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation” Geotechnique 36, n° 3.
- Bolton (1986) “The strength and dilatancy of sands” Geotechnique 36 , n° 1.
- Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) “New correlations of penetration tests for design practice” Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.
- Youd T.D. (1972) “Factors controlling maximum and minimum density of sands” Proceedings of Symposium on Eval. Dens, ASTM STP 523.

- Stroud M.A. (1988) “The Standard Penetration Test – Its application and interpretation” Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.
- Ohta Y., Goto N. (1978) “Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- Baldi G., Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manfredini G., Rix G.J. (1989) “Italian experiences in assessing shear wave velocity from CPT and SPT” Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12th Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168.
- Stroud M.A. (1974) “The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks” Proceedings ESOPT I.
- Clayton C.R.I. (1995) “The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use” CIRIA Report n° 143, 1995.

2.4 SOFTWARE

- Plaxis v.2016. E' un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche e di interazione terreno-struttura. Il programma permette di simulare situazioni riconducibili a condizioni di deformazione piane. Generalmente viene utilizzato per analisi in tensioni efficaci. Inoltre, presenta una vasta libreria di legami costitutivi attribuibili ai terreni e sono disponibili inoltre elementi strutturali di vario tipo che consentono di simulare diaframmi, pali, ancoraggi ecc.

3. MATERIALI

3.1 MATERIALI PER OPERE PROVVISORIALI

Carpenteria metallica

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati

Tipo EN 10025-2 S355 J2+N – per spessori nominali $t \leq 40$ mm

Tipo EN 10025-2 S355 K2+N – per spessori nominali $t > 40$ mm

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati

Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava

Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Micropali

Miscela cementizia micropali

secondo N.T.A. – soggetto ad approvazione della D.L.

classe di resistenza minima

C25/30

classe di esposizione

XC2

eventuali additivi secondo N.T.A

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 PREMESSA

Di seguito si riporta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica/dimensionamento delle opere in oggetto.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti a partire dai risultati delle indagini a disposizione per l'opera in esame, mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito.

Per eventuali approfondimenti, si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto e alle Schede Geotecniche.

4.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO

In corrispondenza dell'opera in esame sono disponibili i risultati delle indagini riassunte nella tabella.

Tabella 1: Indagini geognostiche di riferimento

sigla indagine	campagna di indagine	pk (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
S – BF20 – C	Tecno-in C-2011	24+033.00	8.57	40.00	C (17.00) C (34.00)
CPTU – BF21 – C	Tecno-in C-2011	24+049.00	8.05	35.00	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);
TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante);
CH = sondaggio attrezzato per prova Cross-Hole

4.3 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Le tabelle sottostanti riportano le unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza dell'opera in esame, la stratigrafia di riferimento valutata a partire dal piano campagna riferito alla quota +14.73 m s.l.m. ed i parametri geotecnici di progetto.

Tabella 2: Unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza dell'opera in esame

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
1	Limo - Limo sabbioso – Argilla limosa – Argilla di color nocciola /ocra

1a	Intercalazioni di sabbia limosa o sabbia di color nocciola /ocra
2	Argilla limosa o debolmente limosa / Limo argilloso o debolmente argilloso - sabbioso- Color grigio
2a	Intercalazioni di Sabbia limosa o sabbia di color grigio

Tabella 3: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Profondità <i>Q_{ref.} p.c.: 8.57 m slm</i>	Unità (-)	<i>z_w</i> (m)	<i>N_{spt}</i> (colpi)	<i>V_s</i> (m/s)	<i>γ_n</i> (kN/m ³)	<i>D_r</i> (%)	<i>φ' (*)</i> (°)	<i>c' (*)</i> (kPa)	<i>c_u (*)</i> (kPa)	<i>G₀</i> (MPa)	<i>E₂₅</i> (MPa)	<i>M</i> (MPa)
0-1.60	1	1.80	-	-	19	-	22-25	5	50	-	-	6.0
1.60-2.40	1a	1.80	7	-	19	55	35	0	-	-	6	
2.40-3.00	1	1.80	9	-	19	-	22-25	0	20-50	-	-	2.4-6.0
3.00-3.70	1a	1.80	-	-	19	55	35	0		-	7	
3.70-10.80	1	1.80	7-19	-	19.5	-	22-25	5	(20÷70)- (20÷130)	-	-	(2.4÷8.4)- (2.4÷15.6)
10.80-12.20	1a	1.80	12	-	19	40-55	34-36	0		-	10-15	-
12.20 – 15.50	1	1.80	12	-	19.5	-	23	10	50-80	-	-	6.0-9.6
15.50 – 18.00	2a	1.80	18-20	-	19	40÷55	34÷36	0	-	-	15	-
18.00 – 24.50	2	1.80	-	-	19.5	-	-	0	40-70	-	-	4.8-8.4
24.50 – 40.00	2	1.80	6-11-25	-	19.5	-	22-25	0	50-90	-		6.0-10.8

dove: - intervallo di valori;
-linearmente variabile.

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m slm);

z_w = profondità falda da p.c. (m) (minima soggiacenza risultata);

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica da prova SPT (colpi/30cm)(se presente);

V_s = velocità onde di taglio (m/s) (se eseguita prova Cross Hole);

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);

D_r = densità relativa (%);

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità;

φ' = angolo di resistenza al taglio (°);

c' = coesione efficace (kPa);

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate (kPa);

G₀ = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa) (se eseguita prova Cross Hole);

E₂₅ = modulo di deformazione elastica operativo *E₂₅* corrispondente ad un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25% (MPa);

M = valore del modulo edometrico da adottare.

4.4 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA

Per quanto riguarda la falda, si fa riferimento alla quota -1.80 m da p.c., come da indagine S–BF20-C.

4.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa NTC 2008, è basata sulla stima dei valori della velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{s,30}$ o alternativamente sui valori della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ entro i primi 30 m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30 m di profondità $c_{u,30}$ (per terreni a grana fina).

Analizzando i primi 30 m al di sotto dello strato di terreno vegetale e riporto, dalle indagini eseguite CH SBF23-C risulta $V_{s,30} = 171$ m/s e $C_{u,30} = 20$ kPa, quindi sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 del Doc. NTC'08, l'area di intervento risulta caratterizzabile come sito di **categoria D**, ossia *“Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m”*.

5. ANALISI DELLE OPERE PROVVISORIALI

5.1 PREMESSA

In questo capitolo vengono espone le verifiche geotecniche delle opere provvisoriai necessarie per il sostegno degli scavi per la realizzazione delle spalle.

Si tratta di opere provvisoriai costituite da paratie di micropali a cavalletto.

Le verifiche sono state eseguite in accordo con la normativa vigente.

Le verifiche sismiche sono omesse, in quanto si prevede per queste opere una durata inferiore a 2 anni (cfr. par 2.4.1 – Vita Nominale - Doc. NTC 2008).

I dimensionamenti sono stati eseguiti considerando la sezione ritenuta più significativa in relazione all'altezza di scavo ed alle condizioni geotecniche locali.

In particolare nel seguito si riporta:

- descrizione delle opere e individuazione delle sezioni di calcolo;
- analisi delle opere di sostegno;
- verifiche geotecniche e strutturali;
- verifiche di stabilità globale.

5.2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'opera di sostegno provvisoria si rende necessaria per raggiungere la quota di imposta di fondazione delle opere di ampliamento delle spalle del ponte, per cui si prevede uno scavo di altezza complessiva 3.0 m.

Si prevede pertanto una paratia di micropali a cavalletto, composta da un ordine anteriore di micropali verticali, e un ordine posteriore di micropali inclinati di 20° rispetto alla verticale.

Entrambi gli ordini di micropali avranno perforazione $\varnothing 220$, lunghezza massima pari a 6 m, e saranno armati da tubi in acciaio S355 $\varnothing 139.7 \times 10.0$ mm.

I micropali anteriori avranno un interasse pari a 0.4 m, mentre i micropali inclinati posteriori avranno un interasse pari a 1.2 m.

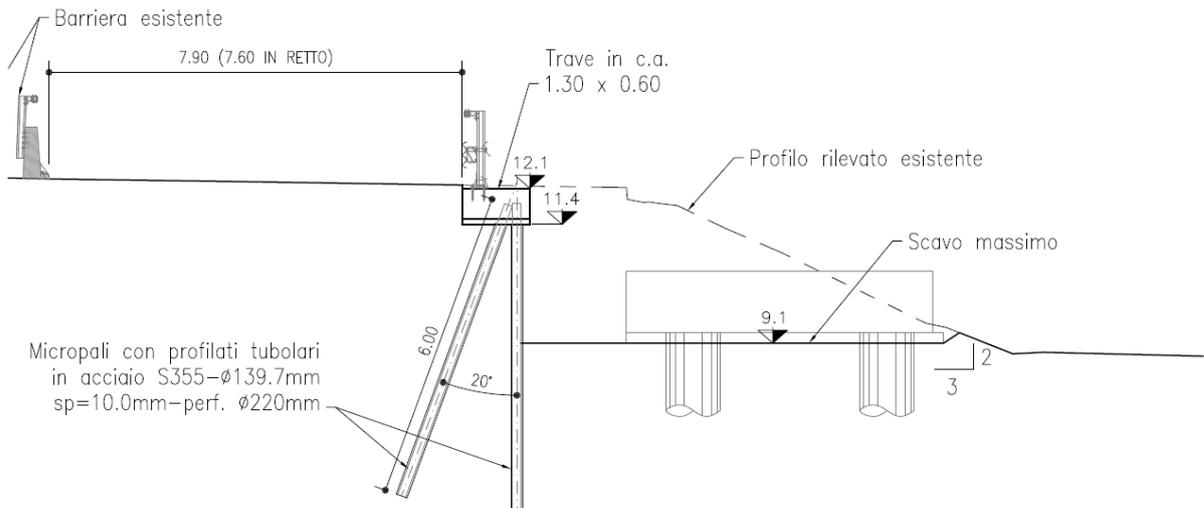


Figura 1. Sezione tipologica

5.3 METODOLOGIA DI CALCOLO

Lo studio della risposta meccanica delle opere di sostegno durante lo scavo ed in esercizio è stato condotto mediante una analisi FEM con il codice di calcolo Plaxis v.2016 nell'ipotesi di stato piano di deformazione.

5.4 VERIFICHE ESEGUITE

Si descrivono nel seguito le verifiche eseguite per la tipologia di opere in oggetto.

5.4.1 Verifica delle sezioni in acciaio di carpenteria metallica

La verifica delle sezioni in acciaio (micropali e travi di ripartizione dei tiranti) viene eseguita secondo il criterio valido per sezioni compatte di classe 1 o 2 con il metodo plastico – *par. 4.2 – Costruzioni in Acciaio – N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008*, adottando per il materiale $f_{tk} = 510$ MPa (tensione caratteristica di rottura) e $f_{yk} = 355$ MPa (tensione caratteristica di snervamento) – acciaio S355 - *par. 11.3.4 – Acciai per Strutture Metalliche e per Strutture Composte - N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008*.

Note le massime sollecitazioni di taglio e momento flettente in condizione di SLU la verifica della palancola è effettuata tramite le seguenti espressioni, per sezioni di classe 1 e 2:

$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \geq N_{Ed}$	per sola azione assiale;
$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \geq M_{Ed}$	per solo momento flettente;
$V_{c,Rd} = A_V \cdot f_{yd} / \sqrt{3} \geq V_{Ed}$	per solo taglio;
$M_{y,V,Rd} = \left(W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_V^2}{4t_w} \right) \cdot f_{yd} \geq M_{Ed}$	per momento flettente e taglio, per profilati ad I e ad H;
$M_{y,V,Rd} = M_{c,Rd} \cdot (1 - \rho) \geq M_{Ed}$	per momento flettente e taglio, per altri profilati;
$M_{N,y,Rd} = M_{c,Rd} (1 - n) / (1 - 0.5a) \geq M_{Ed}$	presso-tenso-flessione, per profilati ad I, ad H e a U;
$M_{y,V,N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot (1 - \rho) \cdot (1 - n) / (1 - 0.5a) \geq M_{Ed}$	presso-tenso-flessione e taglio, per profilati ad I, ad H e a U;

dove:

N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed}	sono il carico assiale, il momento e il taglio di progetto allo SLU/SLV
$N_{pl,Rd}$	è il carico assiale resistente
$M_{c,Rd}$	è il momento resistente per sola flessione
$V_{c,Rd}$	è il taglio resistente
$M_{y,V,Rd}$	è il momento resistente per $V_{Ed} > 0.5 \cdot V_{c,Rd}$
$M_{N,y,Rd}$	è il momento resistente per $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} > \min \left\{ a = (A - 2b \cdot t_f) / A ; 0.5 \right\}$
A	è l'area della sezione
W_{pl}	è il modulo di resistenza plastico
b	è la larghezza del profilato
h	è l'altezza del profilato
t_w	è lo spessore dell'anima
t_f	è lo spessore delle ali
r	è il raggio di curvatura
A_V e ρ	sono l'area resistente a taglio e il relativo fattore di riduzione della resistenza a flessione, dati dalle seguenti:
$A_V = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$	per i profilati ad I e ad H;
$A_V = A - 2b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f$	per i profilati a C;

$$A_V = A \cdot h / (b + h)$$

per i profilati rettangolari cavi;

$$A_V = 2 \cdot A / \pi$$

per i profilati circolari cavi;

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2$$

In caso di tubi circolari, le ultime 2 disuguaglianze sopra riportate non sono applicabili. Per le verifiche in caso di presso-flesso-tensione, con o senza taglio, di sezioni circolari sottili, si determina quindi il dominio di resistenza M-N, in caso di plasticizzazione della sezione fino al raggiungimento della deformazione ultima sulla fibra maggiormente tesa ($\epsilon_u = 1\%$). Da tale dominio, si determina il momento ultimo mantenendo costante il rapporto M/N e pari a M_{Ed}/N_{Ed} . Le verifiche per sezioni circolari sottili sono quindi date dalle seguenti.

$$M_{N,y,Rd} = M_{ult}(N_{Ed}; M_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

presso-tenso-flessione, per profilati circolari cavi;

$$M_{y,V,N,Rd} = (1 - \rho) \cdot M_{ult}(N_{Ed}; M_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

presso-tenso-flessione e taglio, per profilati circolari cavi;

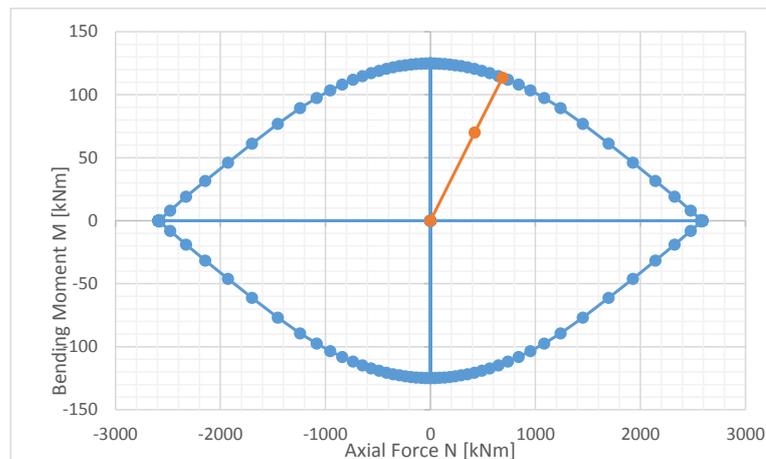


Figura 2. Esempio di determinazione del momento ultimo dal dominio di resistenza per sezioni circolari sottili

Nel caso di sezioni di classe 3 o 4, la verifica è effettuata in campo elastico, tramite il calcolo della tensione ideale σ_{id} , data dalla seguente:

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} = \sqrt{\left(\frac{M_{Ed}}{W_{el}} \right)^2 + 3 \left(\frac{T_{Ed}}{A_V} \right)^2} \leq f_{yd}$$

dove W_{el} è il modulo di resistenza elastico.

5.4.2 Verifica a sfilamento dei micropali

La lunghezza del bulbo di fondazione è ottenuta in modo tale che venga rispettata la condizione - par. 6.6 - N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008:

$$P_{dTIR} \leq R_{adTIR}$$

dove:

$$R_{adTIR} = \frac{R_{akTIR}}{\gamma_{RTIR}}$$

P_{dTIR} = valore massimo di progetto della trazione del micropalo $P_d = 1.3 \times P_k$

R_{akTIR} = valore caratteristico della resistenza allo sfilamento

R_{adTIR} = valore di progetto della resistenza allo sfilamento

γ_{RTIR} = coefficiente parziale 1.1 micropali temporanei

Il calcolo di R_{akTIR} viene svolto assumendo il valore minimo fra i risultati delle seguente formule:

$$R_{akTIR} = \frac{\pi \cdot D_{perf} \cdot L_{bulbo} \cdot \alpha \cdot \tau_{medio}}{\xi_{a3}} ; R_{akTIR} = \frac{\pi \cdot D_{perf} \cdot L_{bulbo} \cdot \alpha \cdot \tau_{min}}{\xi_{a4}}$$

in cui:

D_{perf} = diametro di perforazione

L_{bulbo} = lunghezza del bulbo

α = coefficiente empirico correlato con la metodologia di esecuzione delle iniezioni del tratto di fondazione

τ_{medio} , τ_{min} = aderenza limite caratteristica bulbo-terreno, da valutare a partire dai risultati delle prove geotecniche

ξ_{a3} , ξ_{a4} = fattori di correlazione, da stimare in funzione del numero dei profili di indagine disponibili

Come valore di aderenza limite palo-terreno complessiva ($\alpha \times \tau$) si assume: $\alpha\tau = 100$ kPa per iniezione globale unica in pressione (I.G.U.)

Tali valori sono da intendersi come medi o minimi in funzione delle condizioni locali.

5.4.3 Verifica di stabilità globale opera - terreno

La stabilità globale è stata condotta mediante un algoritmo iterativo ($\varphi' - c'$ reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \varphi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

$$c'_{\text{prova}} = c' / F_S$$

$$\varphi'_{\text{prova}} = \arctan(\tan \varphi' / F_S)$$

In Figura 3 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

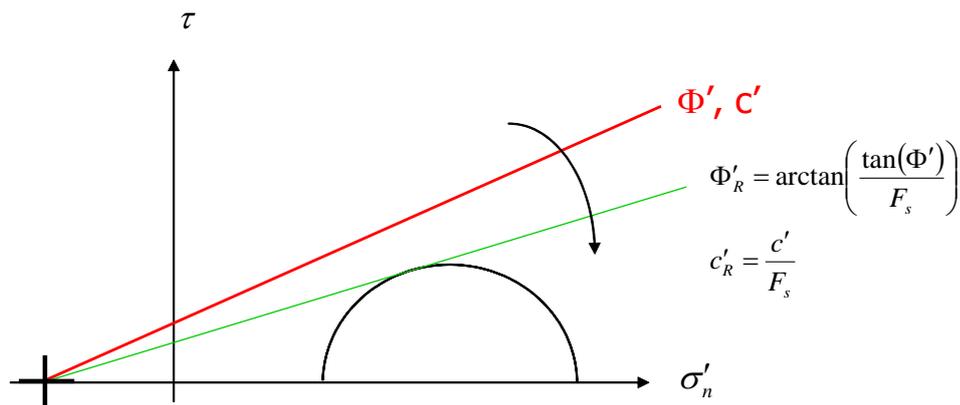


Figura 3. Phi-c reduction method

Tale analisi equivalgono alla verifica SLU (GEO) prevista dalla normativa vigente: combinazione 2 (A2+M2+R2), in base alla quale la stabilità geotecnica deve essere verificata con i parametri di resistenza del terreno ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 ($\gamma_M = 1.25$ sia per la coesione sia per la resistenza al taglio, $\gamma_R = 1.1$).

Pertanto, per verificare le verifiche di stabilità geotecnica richieste dalla normativa occorre avere $FS > 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$.

5.5 SEZIONE DI CALCOLO

La seguente immagine riporta la geometria della mesh di calcolo adottata nell'analisi. Il dominio discretizzato ha una larghezza di 60.0 m ed una profondità di circa 30 m ed è costituito da circa n. 2700 elementi triangolari a 15 nodi.

Le dimensioni della mesh, in relazione alle dimensioni degli scavi, sono sufficienti a garantire che i risultati delle analisi siano indipendenti dalla particolare discretizzazione adottata e sono tali da permettere di vincolare il lato inferiore della mesh bloccando gli spostamenti verticali ed orizzontali ed i lati sinistro e destro bloccando gli spostamenti orizzontali.

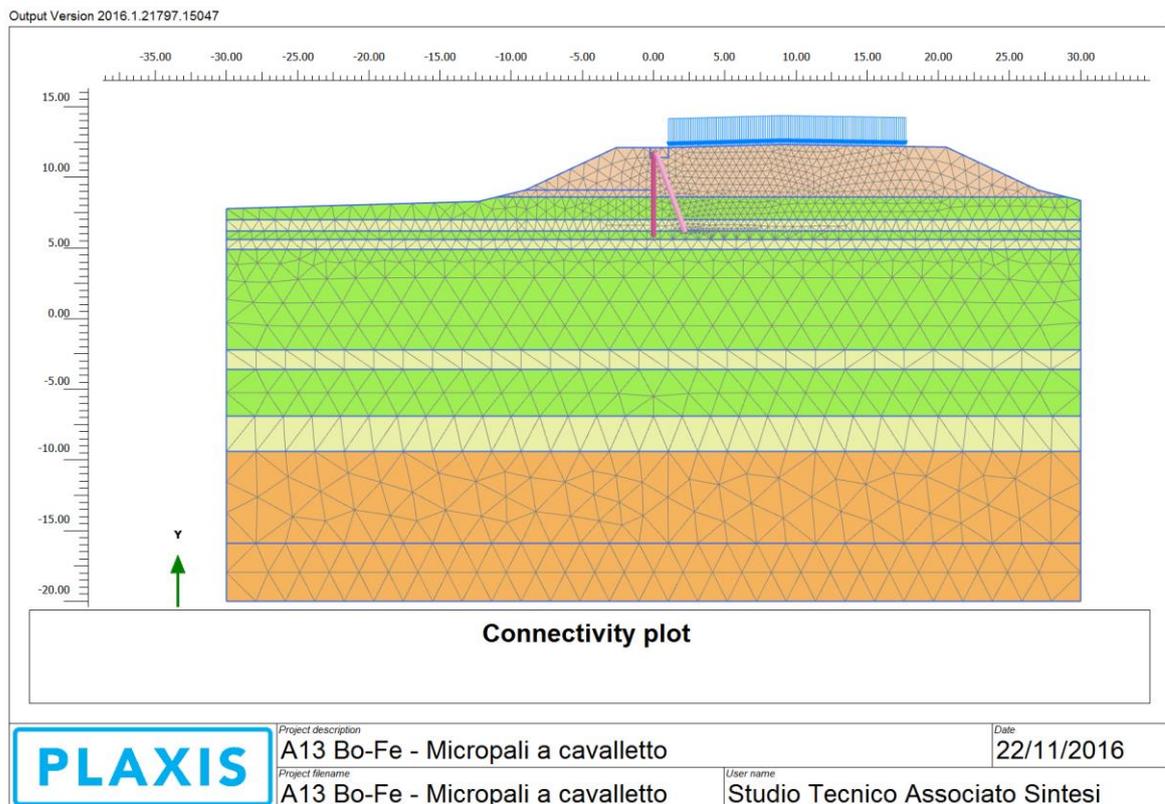


Figura 4. Mesh di calcolo

5.5.1 Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo

Tutte le unità stratigrafiche sono state modellate con elementi finiti bidimensionali caratterizzati da un legame costitutivo elasto-plastico con incrudimento isotropo.

Le principali caratteristiche del modello costitutivo sono le seguenti:

- una differente rigidezza per percorsi tensionali di primo carico e di scarico-ricarico;
- sviluppo di deformazioni plastiche per stati tensionali deviatorici e sferici;
- criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb;
- il modulo di rigidezza E_{50} per percorsi tensionali di primo carico (modulo di rigidezza secante) è funzione della tensione di confinamento applicata.
- il modulo di rigidezza E_{ur} per percorsi tensionali di scarico-ricarico funzione della tensione di confinamento applicata.

Nel seguito si descrivono le stratigrafie ed i parametri geotecnici di progetto adottati. La quota 0.0 di riferimento è la testa del cordolo di collegamento dei micropali. Per la valutazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva, valutati tramite la teoria di Caquot e Kerisel (1948), si assume un angolo di attrito terreno-paratia pari a 1/2 dell'angolo di resistenza al taglio.

Tabella 4. Quadro riassuntivo stratigrafie di riferimento

Unità	Quota relativa	Falda
R	0 a -3.5 m	-3.5 m
1	da -3.5 a -5.1 m	
1a	da -5.1 a -5.9 m	
1	da -5.9 a -6.5 m	
1a	da -6.5 a -7.2 m	
1	da -7.2 a -14.3 m	
1a	da -14.3 a -15.7 m	
1	da -15.7 a -19.0 m	
1a	da -19.0 a -28 m	
2	da -28 m	

Tabella 5. Parametri M1

Unità		R	1	1a	2
Peso di volume	γ_d [kN/m ³] =	19	19	19	19.5
Coesione drenata	c' [kPa] =	0	5	0	0
Angolo di resistenza al taglio	φ' [deg] =	35	22	35	22
Coefficiente di spinta a riposo	K_0 [---] =	0.42642	0.62569	0.42642	0.62569

Coefficiente di spinta attiva	K_A [---] =	0.235	0.406	0.235	0.406
Coefficiente di resistenza passiva	K_P [---] =	6.199	2.792	6.199	2.792
Modulo elastico di primo carico	E_{vc} [kPa] =	30000	12000	12000	12000
Modulo elastico in scarico-ricarico	E_{ur} [kPa] =	45000	24000	24000	24000

5.6 PARAMETRI DI CALCOLO DEI MICROPALI

La paratia di micropali è stata modellata come appositi elementi monodimensionali condensati nella mesh di calcolo (*embedded piles*), dotati di appositi elementi di interfaccia con gli elementi piani che modellano il terreno. L'inerzia di tali elementi è valutata considerando sia il contributo della malta di iniezione, che dell'armatura in acciaio (vedi Tabella 6).

Tabella 6. Parametri di calcolo dei micropali

Elemento strutturale	i [m]	D [m]	E_c [kN/m ²]	Profilato	E_s [kN/m ²]	EA_{TOT} [kN]	EJ_{TOT} [kNm ²]
micropali verticali	0.4	0.200	2.00E+07	Ø139.7#10.0	2.10E+08	1.48E+06	3.38E+03
micropali inclinati 20°	1.2	0.200	2.00E+07	Ø139.7#10.0	2.10E+08	1.48E+06	3.38E+03

5.7 CARICHI PERMANENTI E ACCIDENTALI

Si applica fin dall'inizializzazione del modello un carico accidentale dovuto al traffico veicolare, il cui valore caratteristico è pari a 20 kPa. Cautelativamente, ai fini delle verifiche agli SLU, tale carico è stato amplificato per 1.3.

5.8 FASI DI CALCOLO

Nel seguito si descrivono le principali fasi esecutive analizzate.

- Fase 1. inizializzazione geostatica;
- Fase 2. esecuzione dei micropali e della trave di coronamento;
- Fase 3. esecuzione dello scavo;
- Fase 4. stabilità globale (vedi paragrafo 5.12)

5.9 PRINCIPALI RISULTATI DI CALCOLO

Si riportano nel seguito i risultati dei calcoli eseguiti con il programma Plaxis v.2016, in termini di diagrammi dello spostamento e delle sollecitazioni massime valutate per m di sviluppo longitudinale sui micropali per la combinazione SLE. I risultati SLE verranno poi amplificati per il coefficiente parziale 1.3, per effettuare le verifiche allo SLU (A1+M1).

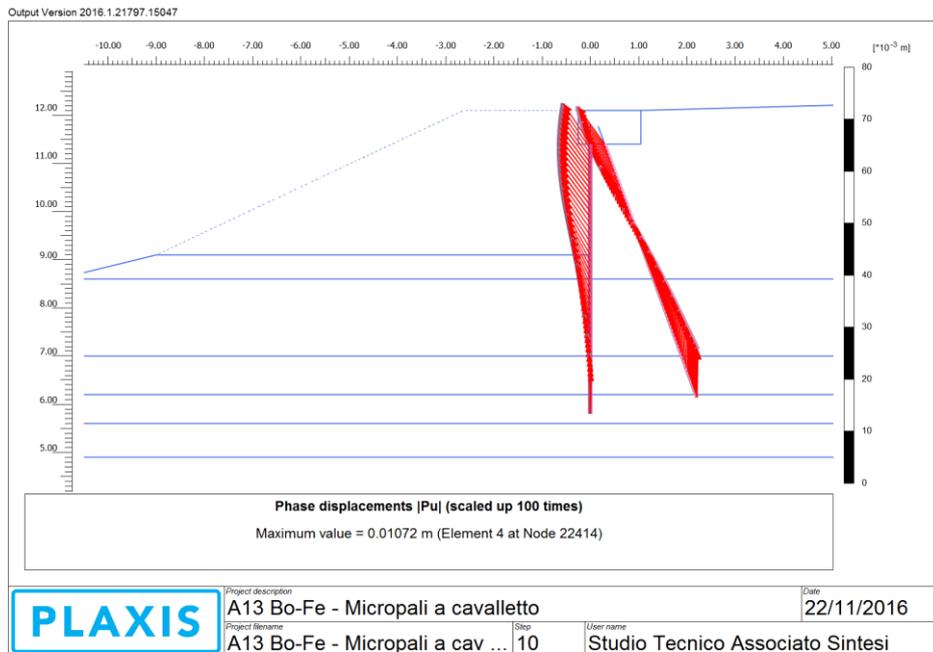


Figura 5. Spostamenti totali allo SLE dei micropali $|u_{max}| = 11$ mm

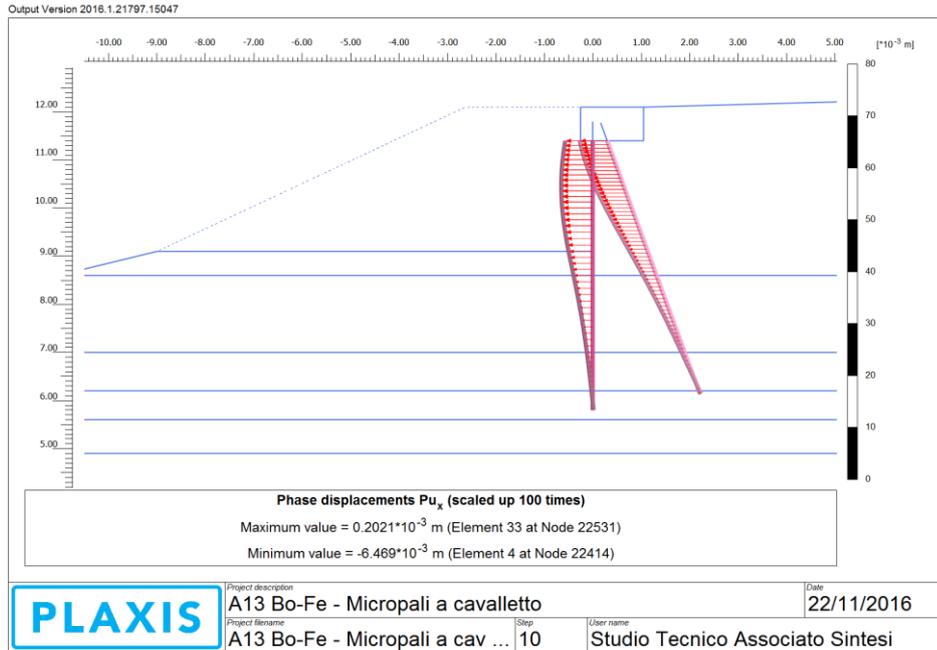


Figura 6. Spostamenti orizzontali allo SLE dei micropali $|u_{max}| = 6$ mm

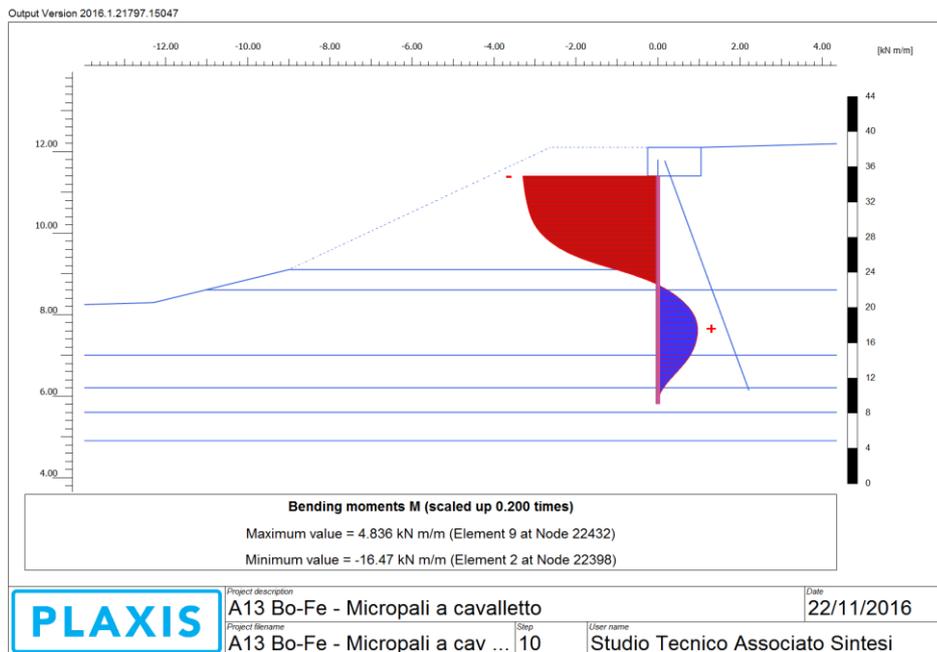


Figura 7. Micropali verticali. Momento flettente SLE. $|M_{max}| = 16$ kNm/m

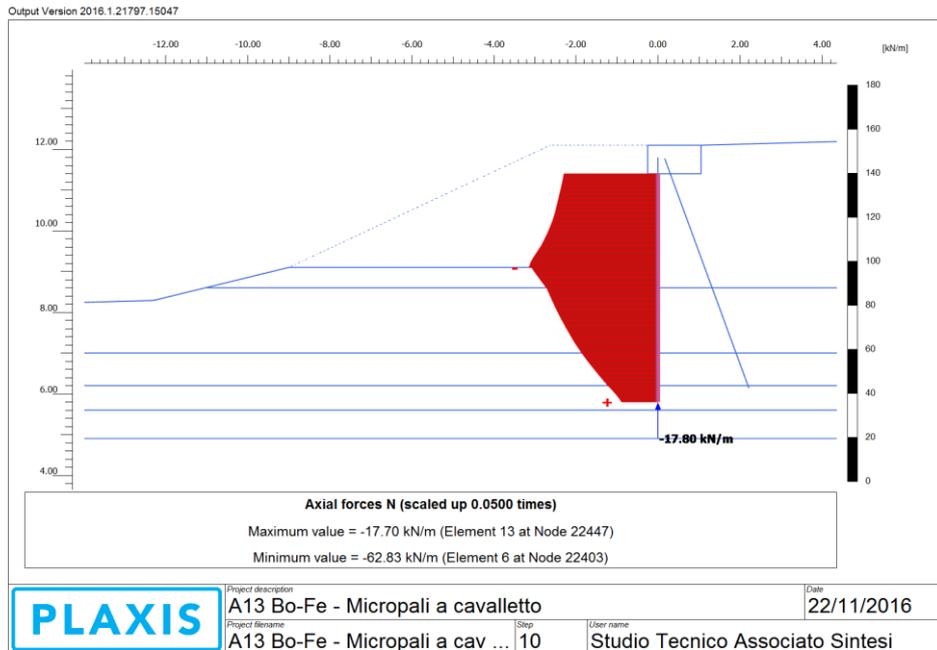


Figura 8. Micropali verticali. Azione assiale SLE. $|N_{max}| = 63 \text{ kN/m}$

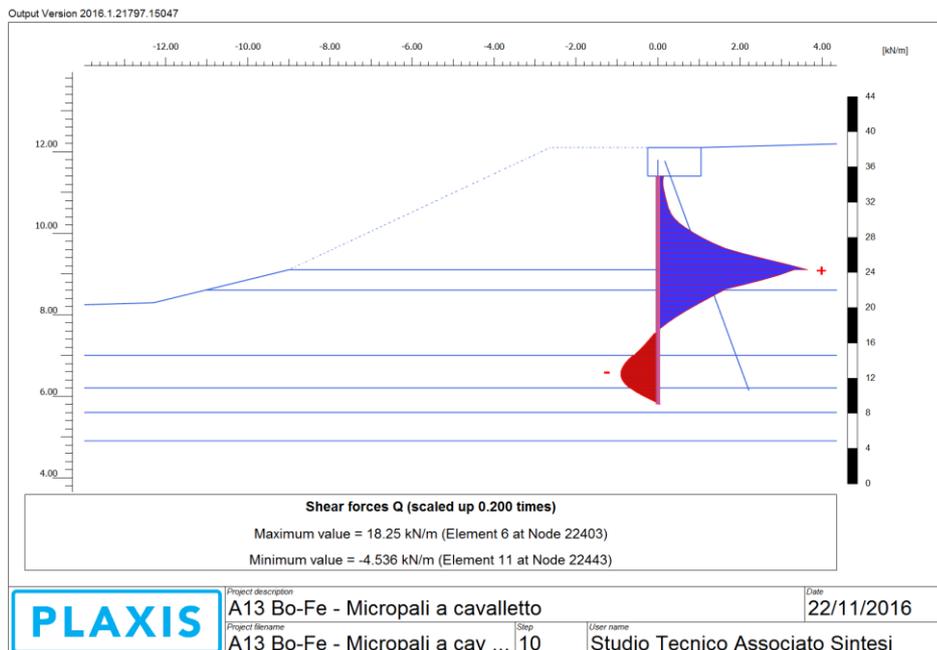


Figura 9. Micropali verticali. Taglio SLE. $|N_{max}| = 18 \text{ kN/m}$

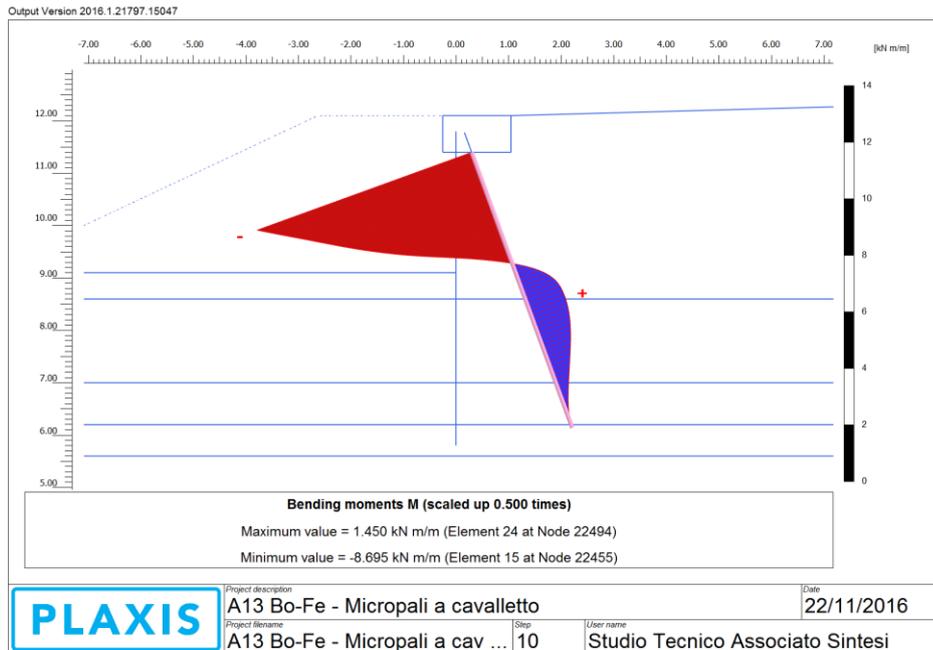


Figura 10. Micropali inclinati 20°. Momento flettente SLE. $|M_{max}| = 8.7 \text{ kNm/m}$

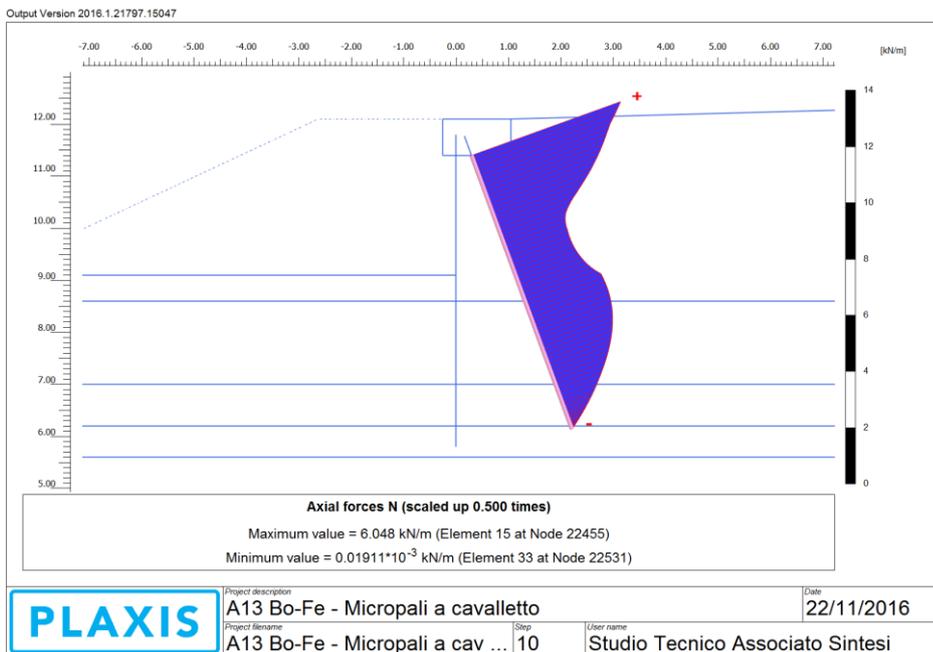


Figura 11. Micropali inclinati 20°. Azione assiale SLE. $|N_{max}| = 6 \text{ kN/m}$

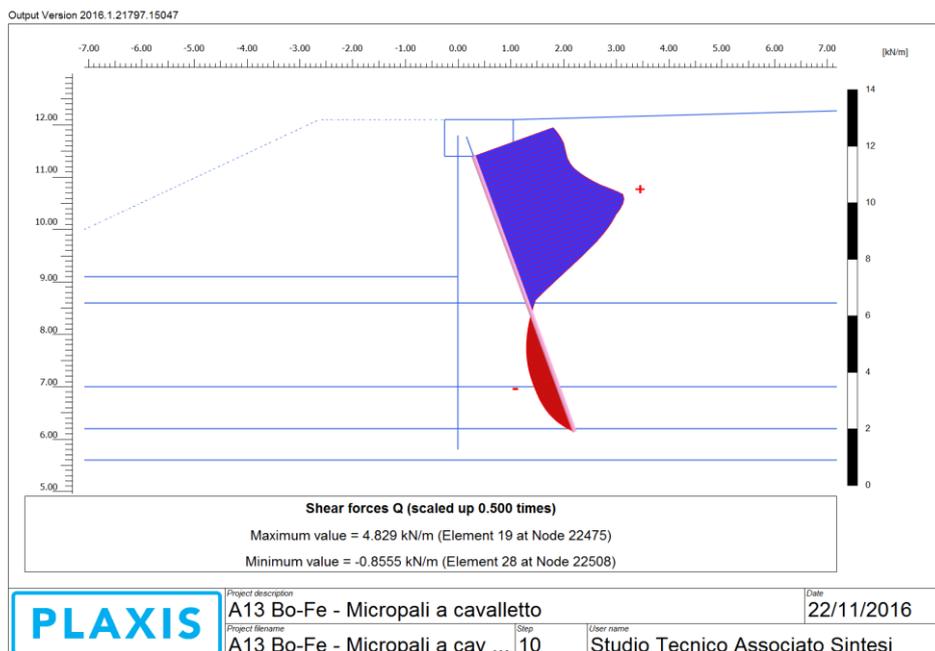


Figura 12. Micropali inclinati 20°. Taglio SLE. $|T_{max}| = 4.8 \text{ kN/m}$

5.10 VERIFICA DELL'ARMATURA DEI MICROPALI

L'armatura dei micropali è verificata come sezione di acciaio di carpenteria metallica (cfr. § 5.4.1), senza considerare il contributo della malta cementizia di riempimento. Nella seguente tabella sono elencate le azioni di calcolo e le relative resistenze di progetto per l'armatura dei micropali. L'azione assiale è data dal solo peso proprio del micropalo per la quota in cui si registra il massimo momento flettente di calcolo. La verifica è condotta allo SLU STR. Nell'ultima colonna si riporta il minimo rapporto tra azioni e resistenze di progetto. La verifica è soddisfatta.

	AZIONI DI PROGETTO (F_{Ed})			RESISTENZE DI PROGETTO (R_d)					VERIFICA (>1)	
	N_{Ed} kN	M_{Ed} kNm	V_{Ed} kNm	$N_{pl,Rd}$ kN	$M_{c,Rd}$ kNm	$V_{c,Rd}$ kNm	$M_{y,V,Rd}$ kNm	$M_{N,y,Rd}$ kNm	$M_{y,V,Rd}$ kNm	$(R_d/F_{Ed})_{min}$ --
micropali verticali	33	9	9	1378	57	506	57	55	55	6.41
micropali inclinati 20°	9	14	8	1378	57	506	57	57	57	4.17

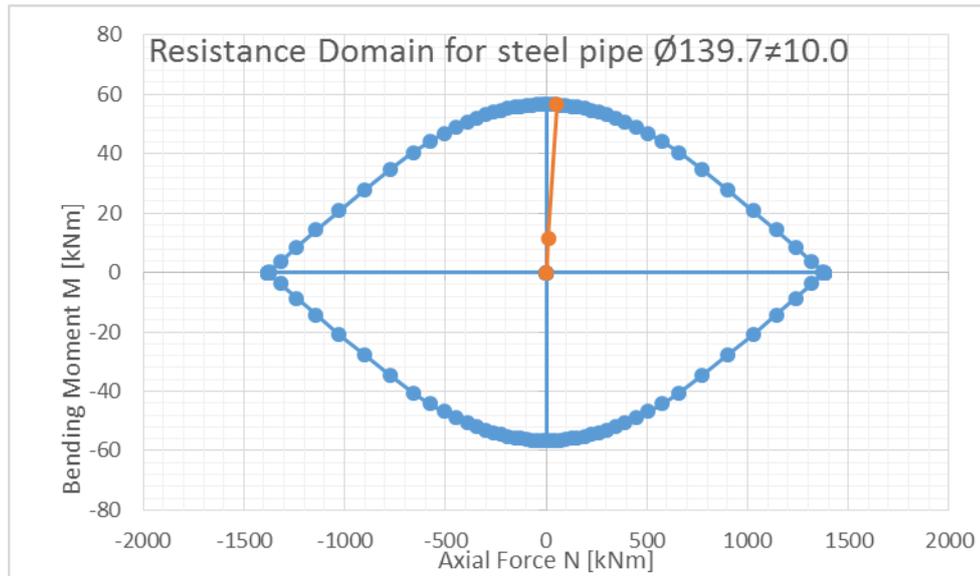


Figura 13. Dominio di resistenza allo SLU per l'armatura dei micropali

5.11 VERIFICA A SFILAMENTO DEI MICROPALI INCLINATI

La verifica a sfilamento della fondazione dei micropali è svolta con la metodologia riportata al paragrafo 5.4.2.

Essendo il valore dello sforzo di trazione agente sui micropali inclinati molto esiguo allo SLU (9 kN) in relazione alle caratteristiche meccaniche degli elementi strutturali adottati, la verifica viene dunque considerata soddisfatta.

5.12 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Nelle seguenti immagini si espone il campo di spostamenti e il diagramma dell'incremento del fattore di sicurezza con lo spostamento totale di un punto di controllo posto in testa alla paratia. L'analisi è stata interrotta per $FS \cong 1.4$: in Figura 15 si evidenzia il fattore di sicurezza alla stabilità globale ottenuto (>1.4), superiore al minimo imposto dalla normativa, pari a 1.375. Pertanto la verifica è soddisfatta.

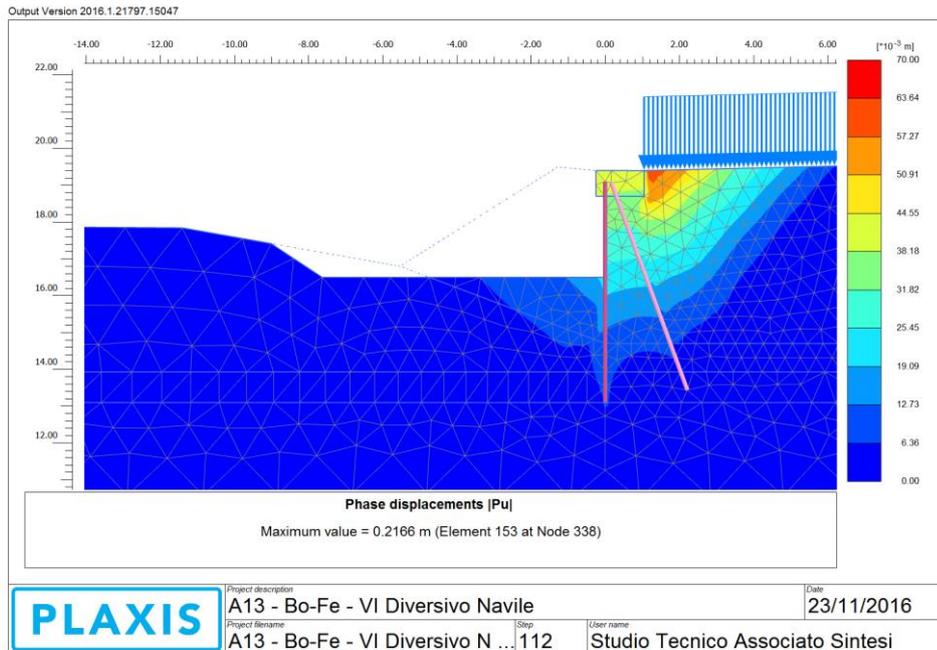


Figura 14. Spostamenti totali (FS>1.4)

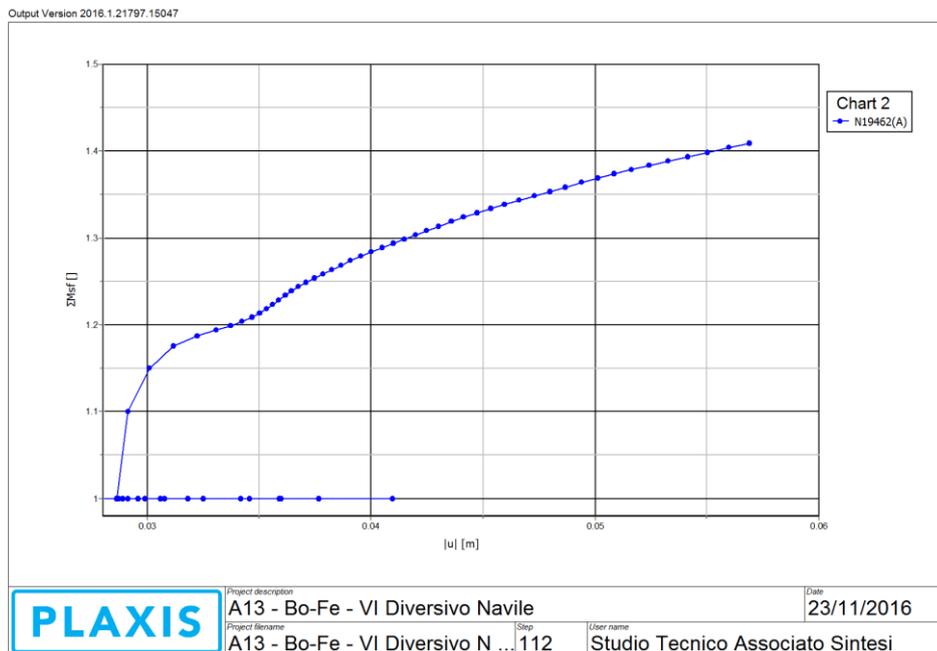


Figura 15. Sicurezza alla stabilità globale Vs spostamento totale del punto di controllo (FS>1.4)