

SPEA ENGINEERING

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 sul canale Emiliano Romagnolo km 11+292

Relazione di calcolo delle opere provvisionali

APE202



Indice

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.3 BIBLIOGRAFIA.....	5
2.4 SOFTWARE.....	7
3. MATERIALI.....	8
3.1 MATERIALI PER OPERE PROVVISORIALI.....	8
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	10
4.1 PREMESSA.....	10
4.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO.....	10
4.3 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	11
4.4 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA.....	13
4.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO.....	13
5. ANALISI DELLE OPERE PROVVISORIALI.....	14
5.1 PREMESSA.....	14
5.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	15
5.3 CRITERI DI VERIFICA.....	15
5.3.1 <i>Paratie</i>	15
5.3.1.1 Verifica dei tubi di armatura dei micropali.....	18
5.3.2 <i>Ancoraggi</i>	20
5.3.2.1 Verifica dell'armatura dei tiranti.....	20
5.3.2.2 Verifica a sfilamento dei micropali inclinati.....	22
5.4 VERIFICHE ESEGUITE E RISULTATI.....	23
5.5 VERIFICA DEI TUBI DI ARMATURA DEI MICROPALI.....	29

1. PREMESSA

Nella presente relazione vengono le opere provvisionali relative alla realizzazione delle spalle delle spalle del Viadotto in ampliamento denominato Ponte sul canale Emiliano-Romagnolo al km 11+292, previsti 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 provvisionali.

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".
- Normativa francese: AFNOR A 05 - 252 luglio 1990 – “Aciers galvanisés ou non mis au contact des matériaux naturels de ramblais (sols)”.
- Normativa francese: AFNOR NF P 94-220 luglio 1992 e successive integrazioni “Renforcement des sols. Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples”.
- Normativa francese: AFNOR NF P 94-270 luglio 2009 “ Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué”.
- AASHTO – “Design Method for Reinforced Earth Structures Subject to Seismic Forces” Technical Bulletin – MSE9 – January 1995.
- UNI ENV 1997-1 Eurocodice 7: “Progettazione geotecnica” Parte 1.
- UNI ENV 1998-5 Eurocodice 8: “Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundation, retaining structures and geotechnical aspects”.
- UNI 10006-2002 Costruzione e manutenzione delle strade – Tecniche di impiego delle terre.
- UNI 14475-2006 Esecuzione di lavori geotecnica speciali – Terra rinforzata.
- 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-APE00022 - Planimetrie e Profili Geotecnici.
- APE200-201 - Opere provvisionali - 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

- "PARATIE" (analisi sollecitazioni e deformazioni di paratie in condizioni piane metodo elasto-plastico) – Versione 7.0 della HarpaCeas s.r.l. di Milano
- Rocscience - Slide 7. Il programma di calcolo è stato adottato per le verifiche di stabilità, è prodotto da Rocscience. E' validato ed utilizzato in svariati ambiti progettuali (Italferr, Autostrade, ecc.). In accordo a quanto prescritto nel paragrafo 10.2 del D.M. 14/01/2008, il progettista certifica la affidabilità del suddetto codice di calcolo e l'idoneità di utilizzo nel caso specifico.

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

Tiranti

Tiranti permanenti classe 2 di protezione a trefoli in acciaio armonico

Trefoli diametro nominale (pollici) 0.6"

sezione nominale (mm²) 139

Acciaio per tiranti in trefoli da 0.6" stabilizzati

tensione caratteristica a rottura $f_{ptk} \geq 1870$ MPa

tensione caratteristica all'1% di deformaz. tot. $f_{p(1)k} \geq 1670$ MPa

Miscela cementizia di iniezione tiranti

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.

Palancole

secondo N.T.A. – soggetto ad approvazione della D.L. acciaio per palancole:

Tipo S355 JR EN 10210-1

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 fondazioni.

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, soprattutto per quanto riguarda le indagini storico-bibliografiche, si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto (Doc. Rif.**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) e alle Schede Geotecniche (Doc. Rif.**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

4.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO

In corrispondenza dell'opera in esame sono disponibili i risultati delle indagini riassunte nella Tabella 4-1.

Tabella 4-1: Indagini geognostiche disponibili

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	Strum.ne installata
S – BF7 – A	Imprefond A-2009	11+241.00	16.36	35.00	C (9.50) C (34.00)
SEV – BF1 – B	Imprefond B-2011	11+354.00	16.10	100	-

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 e la caratterizzazione stratigrafico – geotecnica, valutata a partire dal piano campagna riferito alla quota 16.36 m s.l.m. (corrispondente alla quota di boccaforo del sondaggio S-BF7-A).

Tabella 4-2: 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
3	Argilla limosa o Limo argilloso con Torba

Tabella 4-3: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Profondità (Q.A. p.c.: 16.36 m slm)	Unità (-)	z_w (m)	N_{spt} (colpi)	V_s (m/s)	γ_n (kN/m^3)	D_r (%)	$\varphi' (*)$ (°)	$c' (*)$ (kPa)	$c_u (*)$ (kPa)	G_0 (MPa)	E_{25} (MPa)	M (MPa)
0 - 0.50	V	0.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.50 - 8.40	1	0.80	11 - 17	-	19.5	-	22 - 25	5	30 - 90	-	-	5 - 10
8.40 - 10.10	1a	0.80	20	-	19.5	60 - 65	35 - 37	0	-	-	12 - 15	-
10.10 - 14.00	1	0.80	18 - 20	-	19.0	-	22 - 25	5	90 - 110	-	-	10.8 - 13.2
14.00 - 29.90	2	0.80	10 - 35	-	18.5	-	22 - 25	0 - 5	($0.2 \sigma'_{vo}$) - (60 ÷ 90)	-	-	($24 \sigma'_{vo}$) - (7.2 ÷ 10.8)
29.90 - 31.40	2a	0.80	24	-	19.0	50 - 55	35	0	-	-	16 - 20	-
31.40 - 33.10	2	0.80	-	-	18.5	-	22 - 25	5	70 - 120	-	-	8.4 - 14.4
33.10 - 35.00	2a	0.80	34	-	19.0	60 - 65	35 - 36	0	-	-	24 - 28	-

Il significato dei simboli viene riportato nella tabella successiva:

Tabella 4-4: Legenda

NOTA: - 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/m^3);

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' = valore dell'angolo di resistenza al taglio ($^\circ$);

c' = valore della coesione efficace (kPa);

c_u = valore della coesione non drenata (kPa);

G_0 = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa) (se eseguita prova Cross Hole);

E_{25} = modulo elastico operativo E_{25} corrispondente ad un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25% (MPa);

M = valore del modulo edometrico (MPa).

4.4 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA

Per quanto riguarda la falda, si fa riferimento alle letture nelle verticali d'indagine S-BF7-A, che si trovano in prossimità dell'opera, le quali indicano una soggiacenza minima che si attesta a circa 0.8 m da p.c.; si veda in proposito la tabella seguente. Nelle verifiche riportate in questo documento, la falda in ogni caso è stata assunta, cautelativamente, al piano di posa delle fondazioni.

Tabella 4-5: Letture in foro

Verticali d'indagine	Quota boccaforo (m s.l.m.)	Livello di falda (m da p.c.)
S-BF7-A	16.36	0.30 ÷ 1.07

4.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa (Doc. Rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), 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).

Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 del Doc. Rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, 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 provvisionali necessarie per il sostegno degli scavi per la realizzazione delle spalle.

Si tratta di opere provvisionali costituite da paratie di micropali con 2 ordini di tiranti attivi.

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 le sezioni ritenute più significative 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 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

I calcoli sono stati redatti tenendo conto della stratigrafia riportata nella seguente tabella; la quota di riferimento testa cordolo coincide con il piano autostradale:

Tabella 5-1: Parametri geotecnici di progetto

Profondità da p.c.		Spessor e (m)	Unità	Descrizione	γ	ϕ'	C'	E_{vc}	E_{ur}
da (m)	a (m)				[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
0	5	5	R	Terreno da Rilevato	20	35	0	30000	45000
5	10	5	A1	Argille limose e limi argillosi	20	24	0	12000	18000

La quota di falda è stata assunta un metro sotto quella del terreno in sito.

5.3 CRITERI DI VERIFICA

5.3.1 Paratie

Le paratie provvisionali vengono progettate in accordo a quanto previsto dalle NTC '08, con riferimento, in particolare, al paragrafo 6.5.3.1.2 "Paratie" e al paragrafo 3.6.3.3.2 "Traffico veicolare sopra i ponti".

Le azioni considerate nelle verifiche sono le seguenti:

- Peso proprio del terreno
- Pressione dell'acqua (funzione della quota di falda per ciascun cavalcavia)
- Sovraccarichi accidentali da traffico
- Pretensione degli ancoraggi (se presenti) e relative variazioni nelle varie fasi di costruzione

- Sovraccarichi permanenti (se presenti) equivalenti al peso del terreno da rilevato a tergo della berlinese.
- Azioni eccezionali: urto da traffico veicolare sulla barriera bordo-ponte posizionata sul cordolo della berlinese.

Vengono esaminate sia le condizioni di stato limite ultimo (SLU), che quelle di stato limite di esercizio (SLE). Vengono omesse le verifiche sismiche in quanto trattasi di opere provvisionali, quindi con vita utile inferiore ai 2 anni.

Per le condizioni statiche, nel particolare caso dello SLU, le analisi sono state svolte utilizzando la Combinazione 1, Approccio 1 e Approccio 2:

- **Combinazione A1+M1+R1**

Tenendo conto del fatto che gli effetti delle azioni, in termini di sollecitazioni risultanti nella paratia e negli ancoraggi (risultati del *programma PARATIE*) vengono moltiplicati, per eseguire le verifiche delle armature dei micropali e degli ancoraggi, per un fattore 1.3, si adottano coefficienti parziali γ_F riferiti alle azioni (set **A1**) come segue, proprio per tenere conto, come detto, del coefficiente moltiplicativo globale γ_E che viene applicato alle sollecitazioni risultanti:

I carichi permanenti vengono moltiplicati per il rapporto tra il coefficiente parziale γ_G applicabile ed 1.3:

Sfavorevole → 1.3/1.3

Favorevole → 1.0

I sovraccarichi accidentali, per lo stesso motivo, vengono anch'essi moltiplicati per il rapporto tra il coefficiente parziale γ_Q applicabile ed 1.3:

Sfavorevole → 1.5/1.3

Favorevole → 0.0/1.3

L'eventuale pretiro degli ancoraggi viene moltiplicato per un coefficiente parziale γ_F pari a 1.0. I coefficienti parziali sui parametri geotecnici caratteristici γ_M (set **M1**) sono pari ad 1.0. I coefficienti parziali γ_R per il set **R1** sono pari ad 1.0.

- **Combinazione A2+M2+R1**

I carichi permanenti vengono moltiplicati per un coefficiente parziale γ_G (set **A2**) pari a:

Sfavorevole → 1.0

Favorevole → 1.0

I sovraccarichi accidentali vengono moltiplicati per un coefficiente parziale γ_Q (set **A2**) pari a:

Sfavorevole → 1.3

Favorevole → 0.0

L'eventuale pretiro degli ancoraggi viene moltiplicato per un coefficiente parziale γ_F pari a 1.0. I coefficienti parziali sui parametri geotecnici caratteristici γ_M (set **M2**) sono quelli indicati nella tabella 6.2.11 delle NTC '08, ovvero:

$\tan \phi'_k$ 1.25 tan dell'angolo di resistenza al taglio

c'_k 1.25 coesione efficace

c_{uk} 1.4 coesione non drenata

γ 1.0 peso di volume

I coefficienti parziali γ_R per il set **R1** sono pari ad 1.0.

- **Combinazione Eccezionale: Urto da traffico veicolare**

In assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale delle barriere bordo-ponte è stata seguita la linea progettuale riferita ai ponti (par. 3.6.3.3.2 e par. 5.1.3.10 delle NTC'08). Si può tenere conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di

100 kN; essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1.0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0.5 m.

La forza di collisione è stata applicata all'altezza dal piano stradale secondo le indicazioni di Normativa, e diffusa per 1.5 m lungo il cordolo di testa dell'opera di sostegno, pari all'interasse dei montanti della barriera.

Ai fini delle verifiche degli stati limiti con carico eccezionale da urto, è stata definita la seguente combinazione delle azioni:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + (Q_{k1} \cdot \psi_{21}) + (Q_{k2} \cdot \psi_{22}) + \dots$$

Con

- A_d : urto
- Q : azioni variabili
- ψ_{21}, ψ_{22} : coefficienti di combinazione; nel caso di carico eccezionale la norma pone pari a zero i coefficienti di combinazione (Tab. 5.1.VI delle NTC'08)

Nel caso particolare, è comunque considerata una quota parte dell'azione accidentale da traffico ($q = 20$ kPa) pari al 20%.

I risultati di queste analisi vengono utilizzati per eseguire le seguenti verifiche:

- assenza di fenomeni di collasso dell'opera;
- verifica della resistenza strutturale della paratia (armature dei micropali);
- verifica a sfilamento dei micropali inclinati;
- verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi.

5.3.1.1 Verifica dei tubi di armatura dei micropali

La verifica dei tubi di armatura dei micropali, sia verticali che inclinati, viene eseguita secondo il criterio valido per sezioni tubolari compatte (classe 1 o 2) con il metodo plastico – par. 4.2 – Costruzioni in Acciaio – NTC '08, 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 - NTC '08.

5.3.2 Ancoraggi

In accordo al punto 6.6.2. delle NTC '08, le verifiche geotecniche dello stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio vengono eseguite con riferimento alla combinazione **A1+M1+R3**, utilizzando, per il set **R3**, i seguenti valori dei coefficienti parziali γ_R :

$$\gamma_R = 1.1 \quad \text{per gli ancoraggi temporanei}$$

$$\gamma_R = 1.2 \quad \text{per gli ancoraggi permanenti}$$

Il valore di resistenza caratteristica dei tiranti per le verifiche allo sfilamento viene determinato sulla base dei risultati delle prove geotecniche disponibili, applicando i coefficienti correttivi ξ_a di cui alla tabella 6.6.III delle NTC '08, in funzione del numero di profili di indagine disponibili.

Si verifica inoltre la condizione, richiesta dal punto 6.6.2. delle NTC '08, per la quale è necessario che, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

5.3.2.1 Verifica dell'armatura dei tiranti

Si prevede di armare i tiranti passivi mediante tubolare $\varnothing 168.3$ mm spessore 12.5 mm di acciaio tipo "S355" avente tensione caratteristica di rottura " $f_{tk} = 510$ MPa" e tensione caratteristica di snervamento " $f_{yk} = 355$ MPa" - par. 11.3.4 – Acciai per Strutture Metalliche e per Strutture Composte - NTC '08.

La verifica viene svolta secondo quanto riportato al par. 4.2.4.1.2 delle NTC'08 per le membrature in acciaio. L'azione assiale di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a trazione è definita come

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

con A = sezione del tubolare

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento del tubolare

γ_{M0} = fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato

Per ogni singolo tubolare si ha:

$$N_{pl,Rd} = 2069 \text{ kN}$$

Oltre a verificare che la resistenza dell'armatura sia superiore alla massima azione di progetto, si verifica anche che sia superiore alla resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio - par. 6.6 - NTC '08.

5.3.2.2 Verifica a sfilamento dei micropali inclinati

La lunghezza del bulbo di fondazione è ottenuta in modo tale che venga rispettata la condizione - par. 6.6 - NTC '08:

$$P_{dTIR} \leq R_{adTIR} \quad \text{con} \quad R_{adTIR} = \frac{R_{akTIR}}{\gamma_{RTIR}}$$

dove: P_{dTIR} = valore massimo di progetto della trazione nell'ancoraggio

R_{akTIR} = valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio

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

γ_{RTIR} = coefficiente parziale

1.1	tiranti temporanei
1.2	tiranti definitivi

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

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

in cui:

D_{perf} = diametro di perforazione

L_{bulbo} = lunghezza del bulbo di ancoraggio

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 valori di aderenza limite palo-terreno complessiva ($\alpha \times \tau$) si assumono valori differenti in base alla stratigrafia ove ricade il bulbo del tirante.

5.4 VERIFICHE ESEGUITE E RISULTATI

Nel seguito si riportano le verifiche e i risultati dei calcoli eseguiti con il programma “Paratie 6.2 - Ceas”, in termini di sollecitazioni massime per le diverse combinazioni esaminate e in funzione delle fasi di calcolo:

fase 1	condizione geostatica in presenza di tirante passivo
fase 2	fondo scavo
fase 3	urto (*)

(*) la fase 3 è presente solo nella Combinazione Eccezionale

Tali fasi verranno riportate in modo dettagliato nei tabulati di calcolo allegati.

Si riportano qui di seguito i risultati delle analisi eseguite per la berlinese provvisoria con altezza scavo pari a 2.5 m:

Tipologici opere provvisionali A13 + URTO_rev2

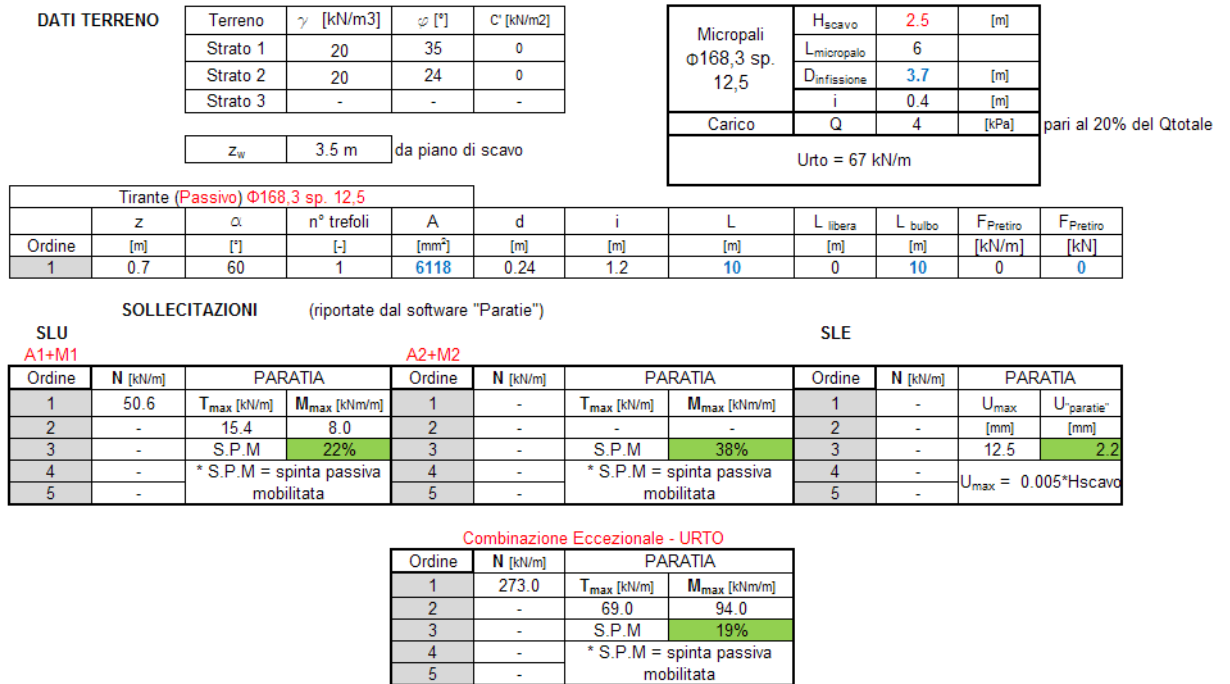


Figura 5-1: Risultati dell'opera provvisoriale di H_{SCAVO} = 2.5 m

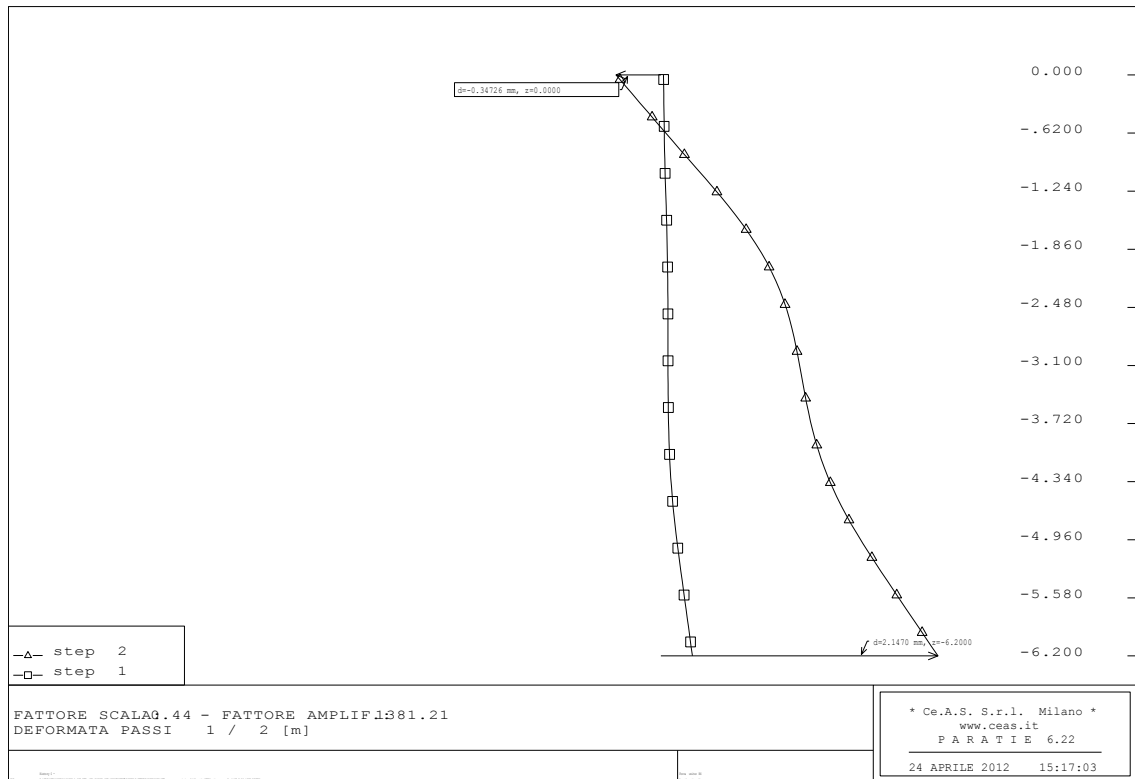
Come si può desumere dalla Figura 5-1, le geometrie dell'opera provvisoriale sono:

- micropali verticali L = 6.0 m;
 tubolare $\phi 168.3$ mm spessore 12.5 mm

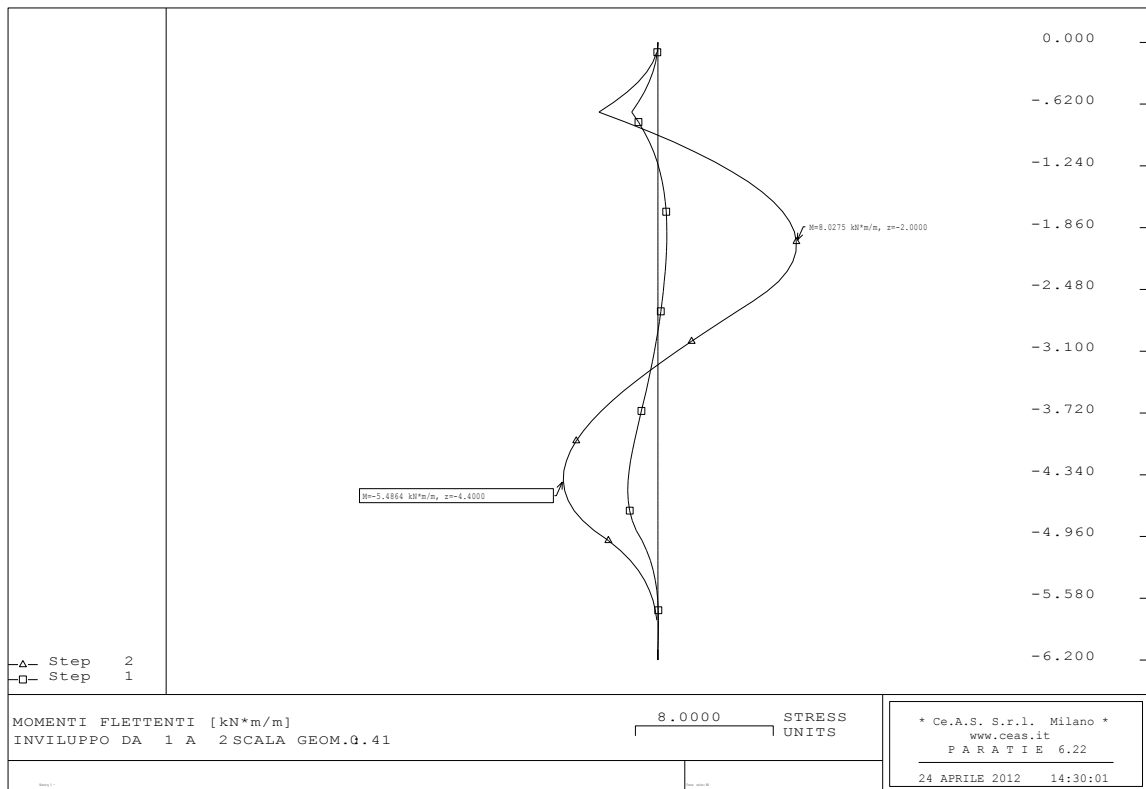
- tirante passivo L = 10.0 m
 tubolare $\phi 168.3$ mm spessore 12.5 mm

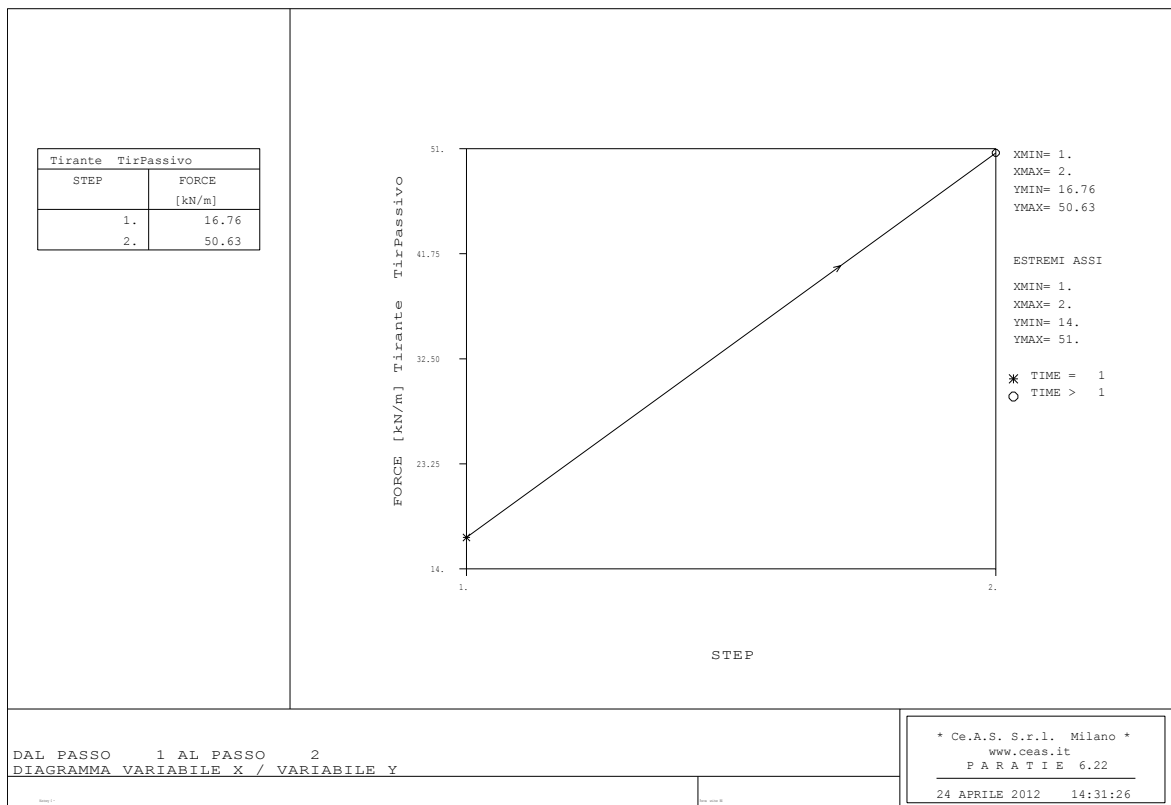
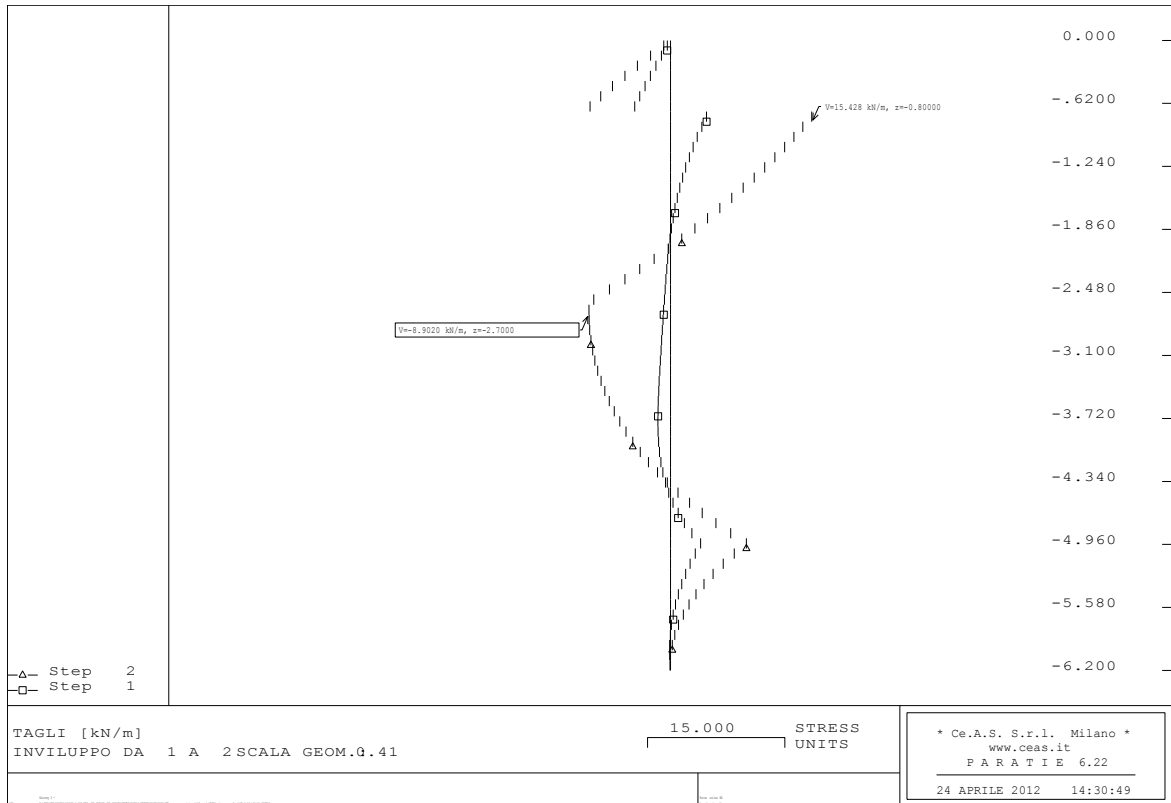
Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni e le deformate come output del programma Paratie:

Combinazione SLE

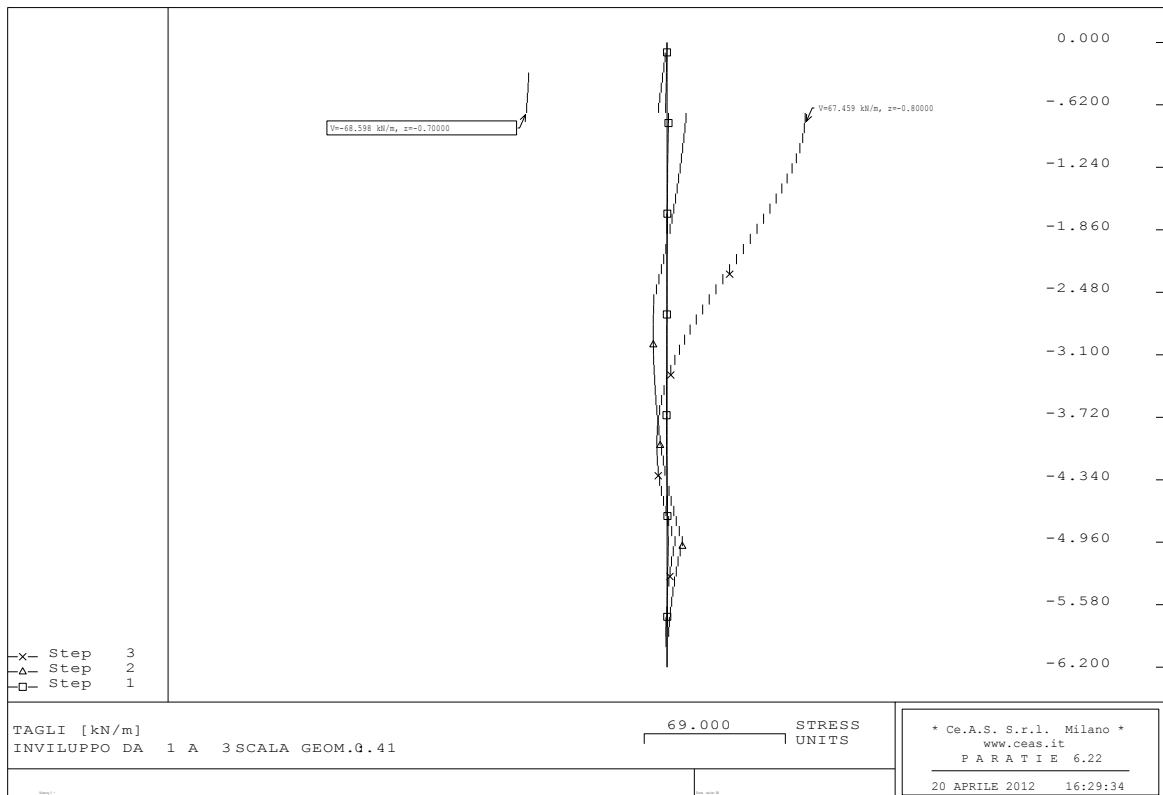
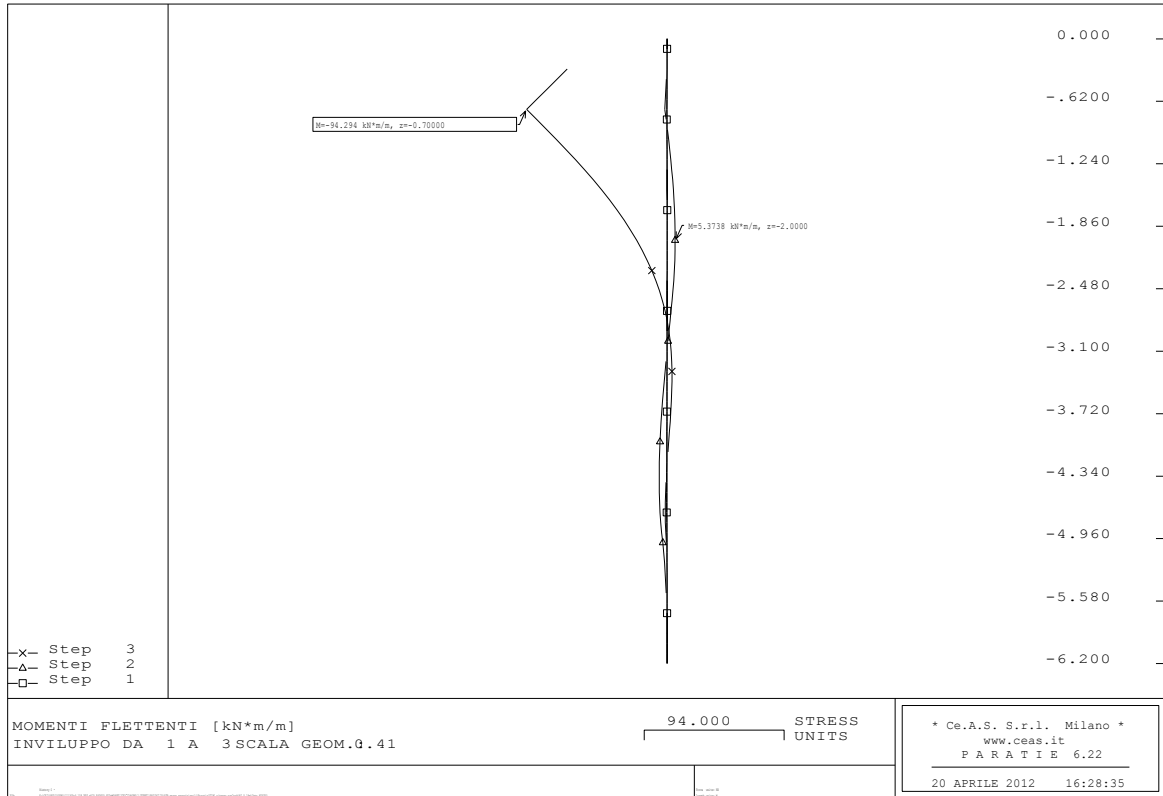


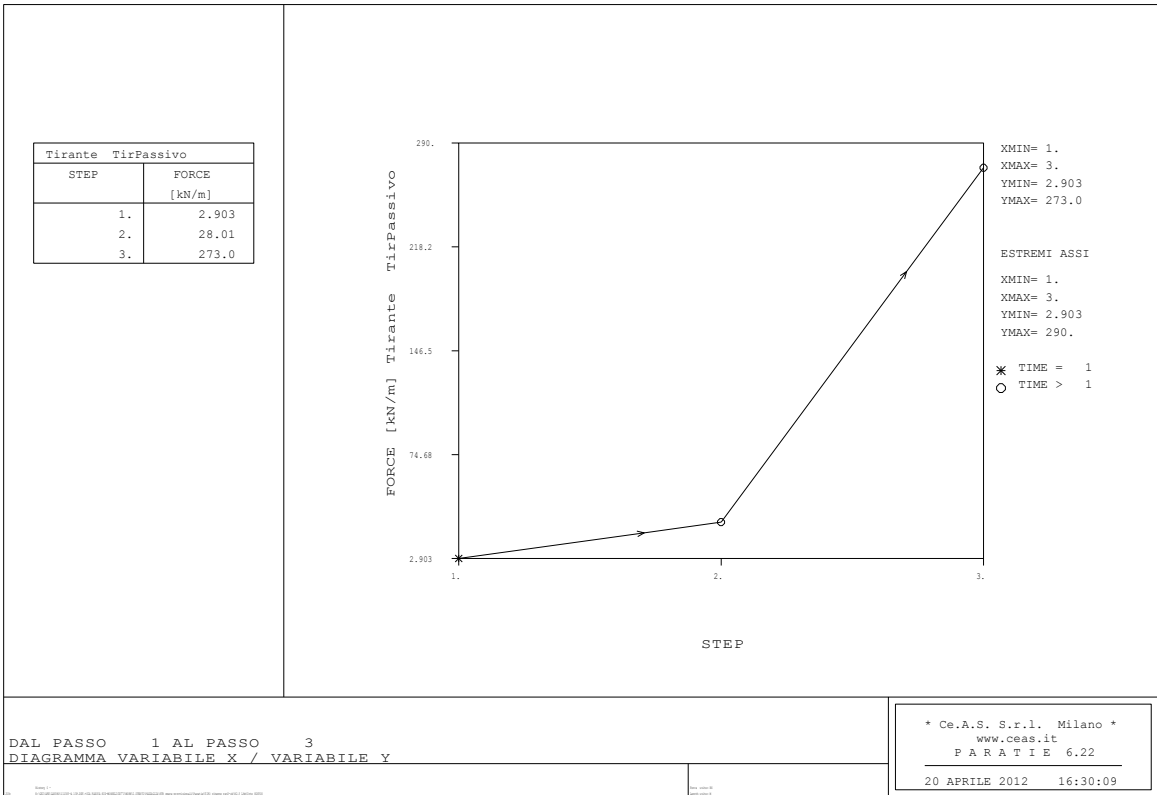
Combinazione A1+M1+R1





Combinazione Eccezionale – URTO





5.5 VERIFICA DEI TUBI DI ARMATURA DEI MICROPALI

Si riportano nella seguente tabella le verifiche strutturali della sezione dei micropali verticali costituenti la paratia, così come indicato nel par. 5.3.1.1, nella combinazione dimensionante che è l'URTO:

Tabella 5-2: Verifiche dei tubi di armatura dei micropali

NTC - DM 14 GENNAIO 2008 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO									
Materiale			Azioni di calcolo		A1-M1-R1	A1-M1-R1	A1-M1-R1	A2-M2-R2	A2-SISMA
Acciaio	classe	S 355 -	Azione assiale	n_s kN/m	0				
Coefficiente di sicurezza	γ_{M0}	1.05 -	Taglio	v_s kN/m	69				
Tensione di snervamento	f_{yk}	355 MPa	Momento	m_s kNm/m	94				
Tensione di calcolo	f_{yd}	338 MPa	Combinazioni di carico		A1-M1-R1	A2-M2-R2	SISMA+	SISMA-	URTO
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			Coefficiente di sicurezza	γ -	1.3				
Diametro esterno	D	168.3 mm	Interasse	i m	0.4				
Spessore (s <= 40 mm)	s	12.5 mm	Azioni di progetto		A1-M1-R1	A2-M2-R2	SISMA+	SISMA-	URTO
Diametro interno	d	143.3 mm	Azione assiale	N_{sd} kN	0	0	0	0	0
Momento d'inerzia	I	2.99E-04 m ⁴	Taglio	V_{sd} kN	36	0	0	0	0
Area sezione trasversale	A	6.12E-03 m ²	Momento	M_{sd} kNm	49	0	0	0	0
Modulo resistente a flessione	W_{pl}	3.04E-04 m ³	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)		A1-M1-R1	A2-M2-R2	SISMA+	SISMA-	URTO
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	3.90E-03 m ²	$[(2 \cdot V_{sd}/V_{pl,Rd}) - 1]^2$	ρ -	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Area resistente a taglio	$A_v^* = A$	6.12E-03 m ²	$N_{sd}/[A \cdot (1 - \rho \cdot a_v) \cdot f_{yd}]$	n -	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
A_v^*/A	a_v	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$ kN-m	103	103	103	103	103
Azioni resistenti elementari			Verifiche		A1-M1-R1	A2-M2-R2	SISMA+	SISMA-	URTO
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	2069 kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	760 kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	103 kN-m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

La verifica del tubolare risulta soddisfatta.