

autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
TRATTO : MONSELICE – PADOVA SUD

PROGETTO DEFINITIVO

CORPO AUTOSTRADALE

OPERE PROVVISORIALI
TIPOLOGICO PALANCOLE
Relazione di calcolo

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano N.20155
**RESPONSABILE GEOTECNICA
ALL'APERTO**

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Ilaria Lavander
Ord. Ingg. Milano N. 29830

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496
PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO										RIFERIMENTO DIRETTORIO										RIFERIMENTO ELABORATO										Ordinatore: —			
Codice		Commessa		Lotto	Sub-Prog.	Prog.	Fase	Capitolo		Paragrafo		WBS		PARTE D'OPERA		Tip.	Disciplina	Progressivo		Rev.	SCALA: -												
												tipologia	progressivo																				
1	1	1	3	0	5	0	0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	A	P	E	0	1	0	4	0	0	—



PROJECT MANAGER:

Ing. Ilaria Lavander
Ord. Ingg. Milano N. 29830

REDATTO:

—

SUPPORTO SPECIALISTICO:

VERIFICATO:

—

REVISIONE

n.	data
0	SETTEMBRE 2016
1	—
2	—
3	—
4	—

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Antonio Tosi

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

SPEA Ingegneria Europea

AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA - PADOVA

Ampliamento alla terza corsia del tratto Monselice Padova

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE PROVVISORIALI - SOLUZIONI TIPOLOGICHE

PALANCOLE

Relazione di calcolo

APE 0104



INDICE

1.	INTRODUZIONE	4
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
2.1	Documentazione.....	6
2.2	Normative e raccomandazioni	6
2.3	Bibliografia.....	7
2.4	Software	9
3.	MATERIALI	10
4.	QUADRO PROGETTUALE	12
4.1	Stratigrafia e parametri geotecnici di progetto	12
5.	DESCRIZIONE DELLE OPERE	16
6.	CRITERI DI VERIFICA	21
6.1	Criteri di verifica delle paratie	21
6.2	Criteri di verifica degli ancoraggi.....	24
7.	VERIFICHE ESEGUITE	25
7.1	Parametri geotecnici utilizzati	25
7.2	Analisi eseguite	26
7.3	Verifica dei profilati in acciaio delle palancole	26
7.4	Verifica a sfilamento dei tiranti.....	27
7.5	Verifica della resistenza strutturale dell'ancoraggio.....	28
7.6	Verifica delle travi di ripartizione	29

7.7	Verifica di stabilità dell'opera (assenza di fenomeni di collasso)	30
8.	DIMENSIONAMENTO	31
8.1	Risultati del programma paratie	31
8.2	Verifiche SLU	48
8.2.1	Verifica dell'armatura delle palancole	48
8.2.2	Verifica a sfilamento degli ancoraggi	49
8.2.3	Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi	52
8.2.4	Verifica delle travi di ripartizione dei tiranti	53
8.2.5	Verifica della resistenza del terreno a valle	57
8.3	Verifiche SLE	57
9.	PRESCRIZIONI ESECUTIVE	58

1. INTRODUZIONE

La presente Relazione ha per oggetto:

- l'esposizione dei criteri generali seguiti nel dimensionamento geotecnico delle Soluzioni Tipologiche delle opere provvisionali a sostegno degli scavi provvisori, realizzati nei rilevati esistenti, necessari alla realizzazione dei prolungamenti delle opere minori e/o dei muri di sostegno di linea, previste nell'ambito del progetto definitivo di ampliamento alla 3^a corsia della tratta Monselice – Padova, dalla progr. km 88+600 (svincolo di Monselice) alla progr. km 100+650 (svincolo di Padova Sud) dell'Autostrada A13 Bologna Padova;
- l'esposizione dei risultati ottenuti nel calcolo di dimensionamento.

Le opere provvisionali in oggetto sono costituite da palancole.

Per i dettagli sulle varie opere si rimanda alle tavole di progetto APE0101 e APE 0102.

La presente relazione si articola come segue:

- il capitolo 2 elenca i documenti di riferimento;
- il capitolo 3 descrive i materiali;
- il capitolo 4 esamina il quadro in cui si inseriscono le opere, fornendo la stratigrafia ed i parametri geotecnici di progetto;
- il capitolo 5 riporta una descrizione sommaria delle opere in progetto;
- il capitolo 6 elenca i metodi seguiti nella verifica delle opere;
- il capitolo 7 ed il capitolo 8 illustrano le verifiche eseguite ed i risultati del dimensionamento;
- il capitolo 9 le prescrizioni esecutive.

Si richiama il fatto che come Normativa di riferimento si sono utilizzate le *Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. del 14 gennaio 2008 (Doc.Rif. 4)*.

Le verifiche sismiche delle paratie provvisorie vengono omesse, in quanto si prevede per queste opere una durata inferiore a 2 anni (cfr. *par 2.4.1 – Vita Nominale - Doc. Rif. 4*).

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Documentazione

Nella stesura della presente relazione si è fatto riferimento alla seguente documentazione:

1. Relazione Geotecnica Generale (APE0001)
2. Relazione Geologica, Geomorfologica ed idrogeologica (GEO0001)
3. Profilo Geotecnico (APE0002-0009)

2.2 Normative e raccomandazioni

4. Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. del 14 gennaio 2008
5. Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
6. Decreto Ministeriale n. 47 (11/3/1988). "Norme Tecniche riguardanti le indagini su terreni e sulle rocce; 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".
7. Istruzioni relative alle "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" - Cir. Dir. Cen. Tecn. n° 97/81.
8. EN 1997 Eurocodice 7 "Geotechnical Design"
 - Part 1: General rules
 - Part 2: Standards for laboratory testing
 - Part 3: Standards for field testing.

9. ASTM D4253 "Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table".
10. ASTM D4254 "Standard test method for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density".
11. ASTM D1557 "Test method for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort".
12. CNR UNI 10009 "Costruzione e manutenzione delle strade – Tecnica di impiego delle terre".
13. CNR B.U., anno XXVI, n° 146 "Determinazione dei moduli di deformabilità M_d e M_d' mediante prova di carico a doppio ciclo con piastra circolare.
14. A.I.C.A.P. – "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni ", maggio 1993

2.3 **Bibliografia**

15. Bustamante M. et Doix B., "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés", Bulletin liaison LCPC, Nov. - Dec. 1985.
16. Caquot A., Kerisel J. [1948] "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" Gautiers-Villars, Paris.
17. Lancellotta R. (2007), "Lower Bound approach for seismic passive earth resistance", Geotechnique, Technical Note, 57, 1-3.
18. Mueller-Breslau (1906), "Erddruck an Stuetzmannern" Kroener.
19. Mononobe N. (1929) "Earthquake-proof construction of masonry dams", Proc. of World Engineering Conference, vol.9, p.275.
20. NAVFAC (1982), "Foundations and earth Structures. Design manual 7.2". Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.

21. Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. Proceedings, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures. 103-147.
22. Taylor, D.W. (1948). Fundamental of soil mechanics. John Wiley, New York
23. 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.
24. Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36, n° 1.
25. 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.
26. Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.
27. 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.
28. Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
29. 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.
30. Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.

31. Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.

2.4 Software

32. HarpaCeAs - Paratie ver.6.2

3. MATERIALI

Calcestruzzo

Cordolo paratie	classe di resistenza minima	C25/30
	classe di esposizione	XC2

Acciaio per armature ordinarie

acciaio in barre nervate B450C

$$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$$

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 (mm^2)	139

Acciaio per tiranti in trefoli da 0.6" stabilizzati

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

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

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.

Calcestruzzo proiettato (UNI10834)

secondo N.T.A. – soggetto ad approvazione della D.L.
classe di resistenza minima CP20
eventuali additivi secondo N.T.A.

Miscela cementizia per 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.

Palancole

secondo N.T.A. – soggetto ad approvazione della D.L.
acciaio per palancole:
- Tipo S355 JR EN 10210-1

4. QUADRO PROGETTUALE

4.1 Stratigrafia e parametri geotecnici di progetto

Le condizioni stratigrafiche di riferimento per il sottosuolo del progetto in esame sono rappresentate nei *Profili Geotecnici (Rif.3)*, cui si fa rimando per maggiori dettagli. La scelta dei parametri costitutivi dei terreni che interessano le opere in oggetto, utilizzati nelle analisi svolte, sono stati desunti dalla *Relazione Geotecnica (Rif. 1)*.

La *Tabella 1* riporta i parametri geotecnici rappresentativi dei materiali in cui si inseriscono le opere delle quali si riporta il dimensionamento.

Tabella 1 – Quadro riassuntivo stratigrafia di riferimento

Unità	Peso di volume γ_k	Angolo di resistenza al taglio residuo ϕ_k	Coesione efficace c'_k	Modulo di Young di primo carico E_{vc}	Modulo di Young di scarico/ricarico E_{UR}
	kN/m^3	°	kPa	MPa	MPa
Rilevato	20	35	0	30	45
Terreno in sito	19	24	0	12	18

essendo:

- γ_n = peso di volume naturale (kN/m^3)
- c' = resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci (kPa)
- ϕ' = angolo d'attrito in termini di sforzi efficaci
- E_{vc} = modulo elastico di primo carico
- E_{UR} = modulo elastico di scarico/ricarico

Per quanto riguarda le stratigrafie adottate e la posizione della falda, sono stati assunti gli schemi riportati in *Figura 1* e in *Figura 2*:

Figura 1 - Schema geometrico di calcolo palancole tipo h (profilo di monte orizzontale)

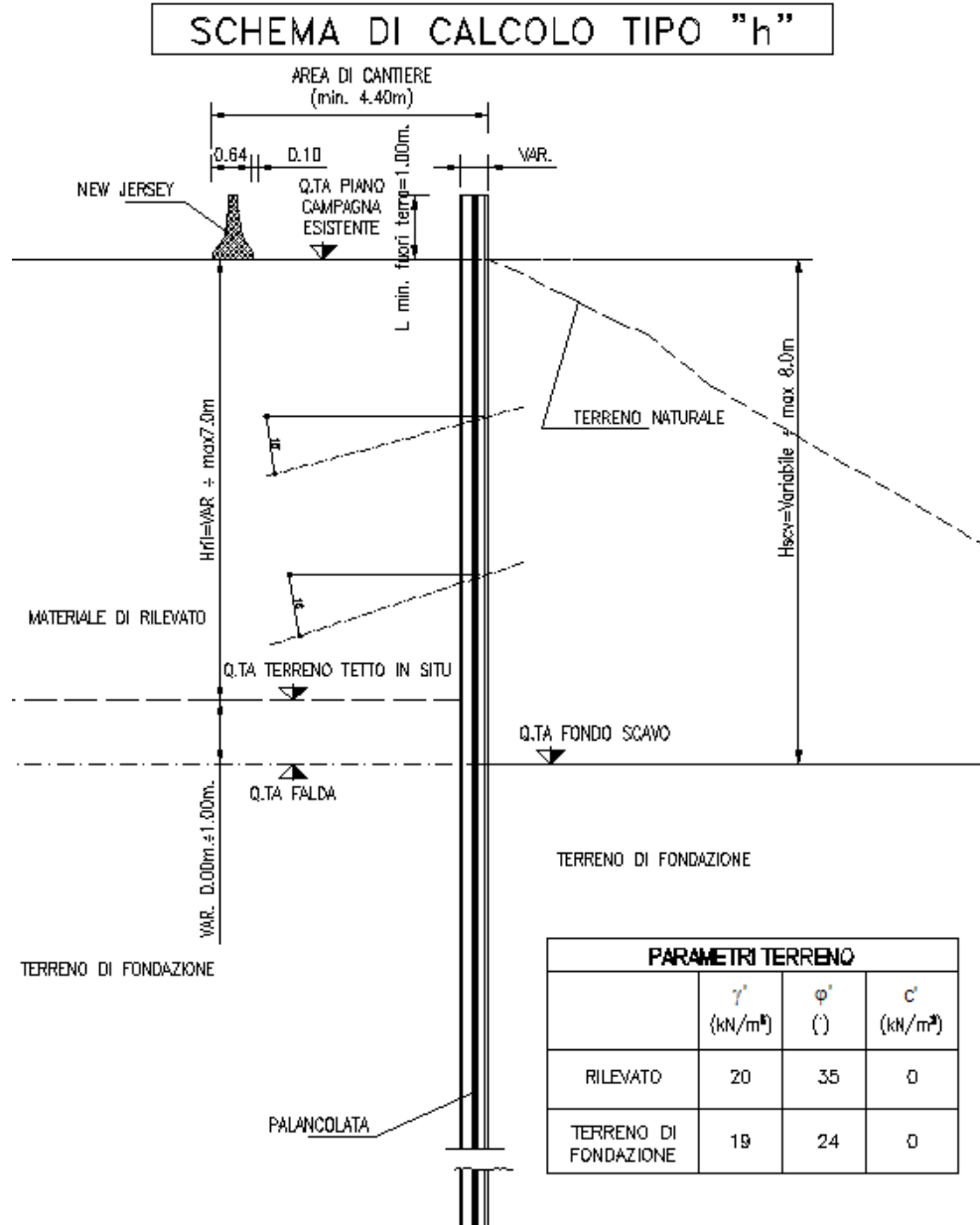
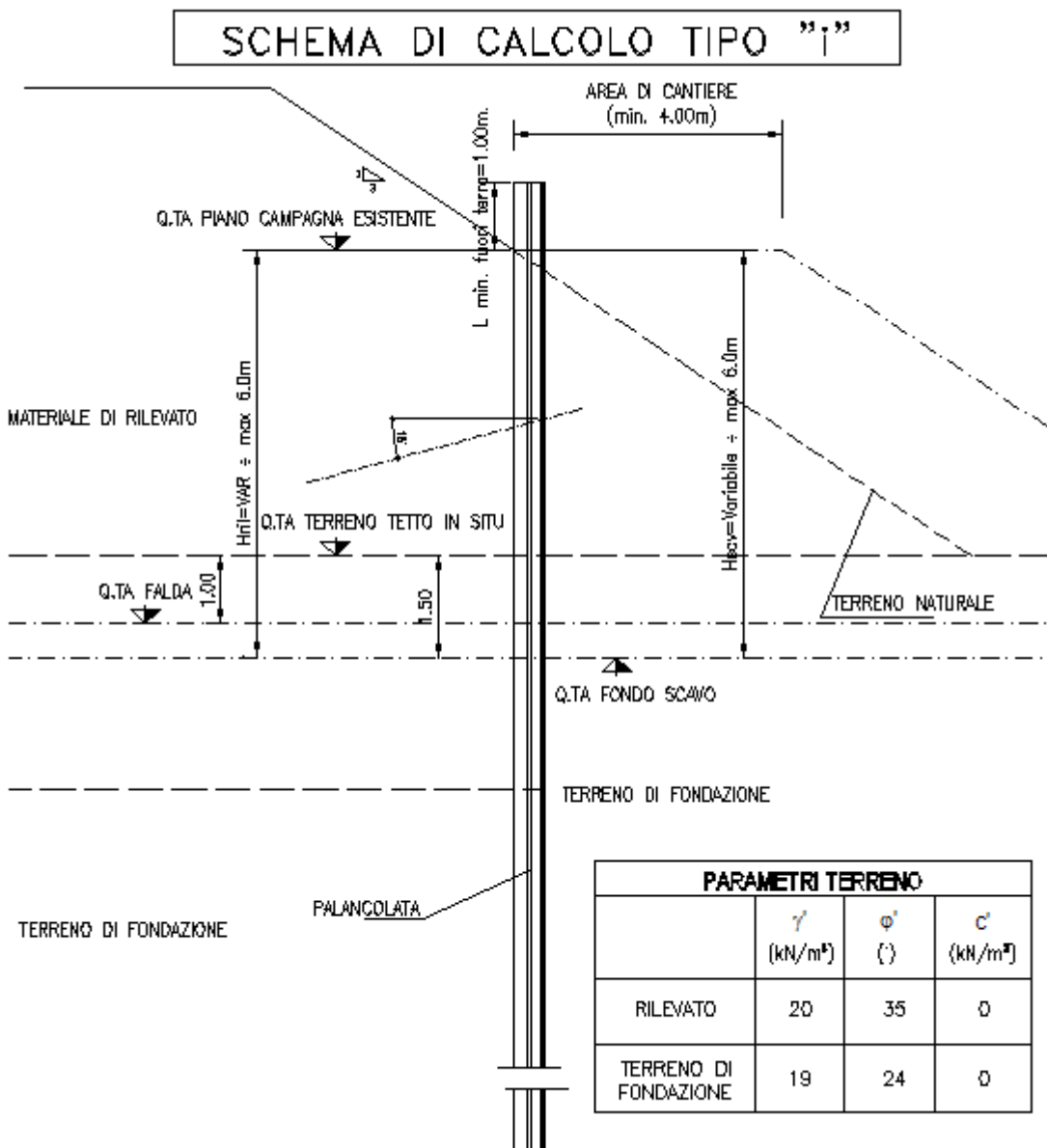


Figura 2 - Schema geometrico di calcolo palancole tipo i (profilo di monte inclinato)



Sono state adottate le seguenti sequenze stratigrafiche con spessori valutati a partire dalla testa dell'opera (*Tabella 2*):

Tabella 2 - Stratigrafie di riferimento

	TIPO 0-h	TIPO 1-h	TIPO 2-h	TIPO 0-i	TIPO 1-i
<i>Rilevato</i>	0 ÷ 3.0 m	0 ÷ 6.0 m	0 ÷ 7.0 m	0 ÷ 1.5 m	0 ÷ 4.5 m
<i>Terreno in sito</i>	3.0 ÷ 11.0 m	6.0 ÷ 13.0 m	7.0 ÷ 17.0 m	1.5 ÷ 12.0 m	4.5 ÷ 14.0 m

La quota di falda, come rappresentato nello schema geometrico di calcolo, è stata assunta un metro sotto la quota terreno in sito.

5. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le opere in oggetto sono costituite da palancole provvisoriali.

Nella Figura 1, Figura 2 e Figura 3 sono illustrati gli schemi di calcolo adottati. Nella geometria di sistema si è adottato:

- Palancole tipo h: profilo di monte orizzontale;
- Palancole tipo i: profilo di monte con inclinazione 3 / 2 indefinita.

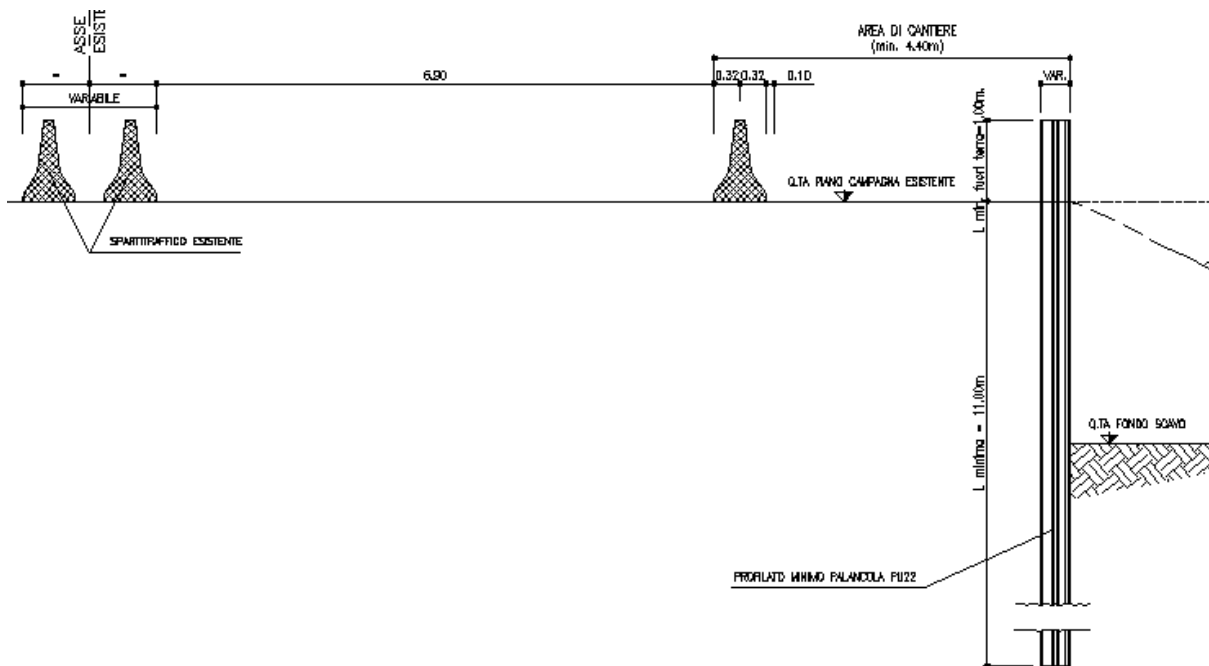
Esse sono state classificate in base alle altezze massime di scavo e alla tipologia, come descritto nella tabella seguente:

Tabella 3 - Descrizione opere

	TIPO 0-h	TIPO 1-h	TIPO 2-h	TIPO 0-i	TIPO 1-i
Altezza di scavo	0 ÷ 3.0m	3.0 ÷ 6.0m	6.0 ÷ 8.0m	0 ÷ 3.0m	3.0 ÷ 6.0m

Nel calcolo di dimensionamento delle opere, per i tipologici tipo – h, è stato considerato un sovraccarico da traffico pari a 20 kPa.

Figura 3 - Schema di inserimento delle opere



TIPO 0-h

Lo scavo ha un'altezza massima di 3.0 m.

La palancola ha le seguenti caratteristiche:

- Profilato minimo tipo PU22:
 - Massa parete 144 kg / m²;
 - Momento di inerzia minimo $J = 49460 \text{ cm}^4 / \text{m}$;
- Lunghezza totale 11 m +1 m a sbalzo fuori terra.

TIPO 1-h

Lo scavo ha un'altezza variabile da 3.0 m a 6.0 m.

La palancola ha le seguenti caratteristiche:

- Profilato minimo tipo PU22:

- Massa parete 144 kg / m²;
- Momento di inerzia minimo J = 49460 cm⁴ / m²;
- Lunghezza totale 13 m +1 m a sbalzo.

E' stato previsto n°1 ordine di tiranti a trefoli, con le seguenti caratteristiche:

Tabella 4 Caratteristiche tiranti palancolata tipo 1-h

TABELLA TIRANTI PALANCOLATA TIPO "1-h"											LEGENDA
LIVELLO	Distanza da p.c. esistente	L _L (m)	L _B (m)	α (°)	Trefoli (n°)	T ₀ (kN)	T _{es} (kN)	T _{coll} (kN)	D _p (mm)	i (m)	
1°	2.50	9	15	15°	4	168	259	311	160	2.40	
NOTA 1: TUTTI I BULBI DEI TIRANTI SONO DA REALIZZARE CON LA TECNOLOGIA DELLE INIEZIONI MULTIPLE E RIPETUTE. TUTTI I TIRANTI DEVONO ESSERE COLLAUDATI SECONDO AICAP, 1983.											L _L LUNGHEZZA TRATTO LIBERO L _B LUNGHEZZA BULBO DI ANCORAGGIO α INCLINAZIONE RISPETTO ORIZZONTALE Trefoli NUMERO TREFOLI T ₀ PRETIRO T _{es} TIRO DI ESERCIZIO T _{coll} TIRO DI COLLAUDO D _p DIAMETRO PERFORAZIONE i INTERASSE ORIZZONTALE
NOTA 2: I TIRANTI, SE NECESSARIO, DOVRANNO ESSERE REALIZZATI CON INCLINAZIONI NEL PIANO ORIZZONTALE VARIABILI. IL CUI VALORE E' SPECIFICATO NELLE TAVOLE RELATIVE ALLA PIANTA SGOM A CUI SI RIFANDA.											

TIPO 2-h

Lo scavo ha un'altezza variabile da 6.0 m a 8.0 m.

La palancola ha le seguenti caratteristiche:

- Profilato minimo tipo PU22:
 - Massa parete 144 kg / m²;
 - Momento di inerzia minimo J = 49460 cm⁴ / m²;
- Lunghezza totale 17 m +1 m a sbalzo.

Sono stati previsti n°2 ordini di tiranti a trefoli, con le seguenti caratteristiche:

Tabella 5: Caratteristiche tiranti palancolata tipo 2-h

TABELLA TIRANTI PALANCOLATA TIPO "2-I"											LEGENDA
LIVELLO	Distanza da p.c. esistente	L _l (m)	L _a (m)	α (°)	Trefoli (n')	T _o (kN)	T _{es} (kN)	T _{coll} (kN)	D _p (mm)	i (m)	L _l LUNGHEZZA TRATTO LIBERO L _a LUNGHEZZA BULBO DI ANCORAGGIO α INCLINAZIONE RISPETTO ORIZZONTALE Trefoli NUMERO TREFOLI T _o PRETIRO T _{es} TIRO DI ESERCIZIO T _{coll} TIRO DI COLLAUDO D _p DIAMETRO PERFORAZIONE i INTERASSE ORIZZONTALE
1'	2.50	10	15	15°	4	168	235	282	160	2.40	
2'	5.50	8	15	18°	4	96	229	275	160	1.20	
NOTA 1: TUTTI I BULBI DEI TIRANTI SONO DA REALIZZARE CON LA TECNOLOGIA DELLE INIEZIONI MULTIPLE E RIPETUTE TUTTI I TIRANTI DEVONO ESSERE COLLAUDATI SECONDO ANCAP, 1993											
NOTA 2: I TIRANTI, SE NECESSARIO, DOVRANNO ESSERE REALIZZATI CON INCLINAZIONI NEL PIANO ORIZZONTALE VARIABILI, IL CUI VALORE E' SPECIFICATO NELLE TAVOLE RELATIVE ALLA PIANTA SCAM A CUI SI RIMANDA											

TIPO 0-i

Lo scavo ha un'altezza massima di 3.0 m.

La palancola ha le seguenti caratteristiche:

- Profilato minimo tipo PU22:
 - Massa parete 144 kg / m²;
 - Momento di inerzia minimo J = 49460 cm⁴ / m²;
- Lunghezza totale 12 m +1 m a sbalzo.

TIPO 1-i

Lo scavo ha un'altezza variabile da 3.0 m a 6.0 m.

La palancola ha le seguenti caratteristiche:

- Profilato minimo tipo PU22:
 - Massa parete 144 kg / m²;
 - Momento di inerzia minimo J = 49460 cm⁴ / m²;
- Lunghezza totale 14 m +1 m a sbalzo.

E' stato previsto n°1 ordine di tiranti a trefoli, con le seguenti caratteristiche:

Tabella 6: Caratteristiche tiranti palancolata tipo 1-i

TABELLA TIRANTI PALANCOLATA TIPO "1-I"											LEGENDA				
LIVELLO	Distanza da p.c. esistente	L _L (m)	L _B (m)	α (°)	Trefoli (n)	T ₀ (kN)	T _{es} (kN)	T _{coll} (kN)	D _p (mm)	i (m)	L _L LUNGHEZZA TRATTO LIBERO	L _B LUNGHEZZA BULBO DI ANCORAGGIO			
1'	2.50	9	14	15	4	84	199	239	160	1.20	α INCLINAZIONE RISPETTO ORIZZONTALE	Trefoli NUMERO TREFOLI			
<p>NOTA 1: TUTTI I BULBI DEI TIRANTI SONO DA REALIZZARE CON LA TECNOLOGIA DELLE INIEZIONI MULTIPLE E RIPETUTE. TUTTI I TIRANTI DEVONO ESSERE COLLAUDATI SECONDO AICAP, 1993</p> <p>NOTA 2: I TIRANTI, SE NECESSARIO, DOVRANNO ESSERE REALIZZATI CON INCLINAZIONI NEL PIANO ORIZZONTALE VARIABILI, IL CUI VALORE E' SPECIFICATO NELLE TAVOLE RELATIVE ALLA PIANTA SCAM A CUI SI RIMANDA.</p>											To PRETIRO	Tes TIRO DI ESERCIZIO	Tcoll TIRO DI COLLAUDO	Dp DIAMETRO PERFORAZIONE	i INTERASSE ORIZZONTALE

6. CRITERI DI VERIFICA

6.1 Criteria di verifica delle paratie

Le paratie definitive e provvisorie sono progettate in accordo a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (*Doc. Rif. 4*), con riferimento, in particolare, al paragrafo 6.5.3.1.2 "Paratie".

Le azioni considerate nelle verifiche sono le seguenti:

- Peso proprio del terreno
- Pressione dell'acqua
- Sovraccarichi
- Pretensione degli ancoraggi (se presenti) e relative variazioni nelle varie fasi di costruzione.

Vengono esaminate sia le condizioni di stato limite ultimo (SLU), sia quelle di stato limite di esercizio (SLE).

Le verifiche allo SLU sono da eseguire per le sole condizioni statiche (Cfr. par. 2.4.1 delle *N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008 (Doc. Rif. 4)*).

Per ogni Stato Limite Ultimo occorre che sia verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Si fa riferimento a:

- **Combinazione 1 - A1+M1**

Le azioni caratteristiche per l'analisi di interazione terreno-struttura, vengono amplificate di un coefficiente globale equivalente, determinato normalizzando i

coefficienti di normativa (A1) rispetto al coefficiente $\gamma_{G1} = 1.3$, ovvero:

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

$$\text{Sfavorevole} \rightarrow 1.3/1.3 = 1.0$$

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

$$\text{Sfavorevole} \rightarrow 1.5/1.3 = 1.154$$

L'eventuale pretiro degli ancoraggi viene moltiplicato per un coefficiente parziale γ_F pari a 1.0.

Le sollecitazioni risultanti sono caratteristiche e dovranno essere poi amplificate per il coefficiente γ_{G1} per ottenere l'azione di progetto.

I coefficienti parziali sui parametri geotecnici caratteristici (set *M1*) sono pari a 1.0.

- **Combinazione 2 - A2+M2**

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

$$\text{Sfavorevole} \rightarrow 1.0$$

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

$$\text{Sfavorevole} \rightarrow 1.3$$

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 *M2*) sono quelli indicati nella tabella 6.2.11 delle *N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008*, ovvero:

$\tan \varphi'_k$	1.25	tangente 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

A seconda della verifica, per le combinazioni adottate, sono definiti da normativa i valori dei coefficienti di sicurezza γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

I risultati delle analisi eseguite seguendo gli approcci di cui sopra, sono utilizzati nello specifico, per eseguire le seguenti verifiche, tra le quali quelle relative agli eventuali ancoraggi, come descritto nel paragrafo 6.2:

Combinazione 1

- verifica della resistenza strutturale della paratia (profilati delle palancole) - R1: $\gamma_R = 1.0$ (Tab. 6.5.1 Doc.Rif. 4)
- verifica a sfilamento degli ancoraggi (vd. Par. 6.2)
- verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi (vd. Par. 6.2)

Combinazione 2

- assenza di fenomeni di collasso dell'opera - R1: $\gamma_R = 1.0$ (Tab. 6.5.1 Doc.Rif. 4)
- verifica di stabilità dell'insieme opera-terreno (par. 6.5.3.1.2 Doc. Rif. 4) - R2: $\gamma_R = 1.1$ (Tab. 6.8.1 Doc. Rif. 4)

Le verifiche di esercizio (SLE) sono finalizzate alla valutazione degli spostamenti e della loro compatibilità con la funzionalità delle strutture adiacenti, compresa la sede autostradale.

6.2 Criteri di verifica degli ancoraggi

In accordo al punto 6.6.2. delle *N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008 (Doc. Rif.4)*, per il dimensionamento geotecnico, deve risultare rispettata la condizione $E_d \leq R_d$ con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. Questa verifica è eseguita con riferimento alla combinazione *A1+M1*, utilizzando, per il set *R3*, i seguenti valori dei coefficienti parziali γ_R :

$\gamma_R = 1.1$ per gli ancoraggi temporanei

$\gamma_R = 1.2$ 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 *N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008*, in funzione del numero di profili di indagine disponibili.

Si verifica inoltre la condizione, richiesta dal punto 6.6.2. delle *N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008*, 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.

Le verifiche di resistenza allo snervamento delle armature degli ancoraggi vengono eseguite per le condizioni SLU statiche.

Nella definizione della lunghezza libera degli ancoraggi si garantisce che il bulbo si trovi in una zona stabile, andando al di là del cuneo di spinta attiva tracciato a partire dal piede dell'opera; in particolar modo, la lunghezza libera degli ancoraggi viene definita dall'intersezione della retta d'azione del tirante con un piano inclinato di $(45^\circ - \phi/2)$ sulla verticale, dove l'angolo di attrito è il minore angolo di attrito fattorizzato secondo il coefficiente *M2*, amplificata di un fattore 1.2.

7. VERIFICHE ESEGUITE

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

7.1 Parametri geotecnici utilizzati

Come illustrato in Tabella 1, i parametri utilizzati nel dimensionamento sono i seguenti:

	Rilevato	Terreno di fondazione
peso di volume naturale	$\gamma_n = 20 \text{ N/m}^3$	$\gamma_n = 19 \text{ N/m}^3$
angolo di attrito efficace	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 24^\circ$
coesione efficace	$c' = 0.0 \text{ kPa}$	$c' = 0.0 \text{ kPa}$
angolo d'attrito terreno/parete	$\delta = 0.50 \times \phi'$	$\delta = 0.50 \times \phi'$
modulo elastico compressione vergine	$E_{vc} = 30 \text{ MPa}$	$E_{vc} = 12 \text{ MPa}$
modulo elastico scarico/ricarico	$E_{ur} = 45 \text{ MPa}$	$E_{ur} = 18 \text{ MPa}$

Per la valutazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva per ogni strato costituente la stratigrafia di progetto, sono state assunte le seguenti ipotesi di calcolo:

- angolo di attrito terreno-paratia = 1/2 angolo di resistenza al taglio;
- coefficienti di spinta attiva e passiva definiti in accordo a Caquot e Kerisel (1948);

Condizioni M1	Rilevato	Terreno di fondazione
- angolo d'attrito efficace	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 24^\circ$
- coefficiente di spinta attiva tipo - h	$k_A = 0.235$	$k_A = 0.374$
- coefficiente di spinta attiva tipo - i	$k_A = 0.506$	$k_A = 0.374$
- coefficiente di spinta passiva	$k_P = 6.199$	$k_P = 3.139$

Condizioni *M2*

- angolo d'attrito efficace	$\phi' = 29^\circ$	$\phi' = 19^\circ$
- coefficiente di spinta attiva tipo -h	$k_A = 0.304$	$k_A = 0.458$
- coefficiente di spinta attiva tipo - i	$k_A = 0.765$	$k_A = 0.458$
- coefficiente di spinta passiva	$k_P = 4.175$	$k_P = 2.385$

Per quanto concerne la falda, le ipotesi sono le seguenti:

- nella configurazione di esercizio, la falda lato monte è mantenuta un metro sotto la quota corrispondente al terreno in sito;
- nella configurazione di esercizio, la falda lato valle è mantenuta alla quota di scavo. A questa configurazione idraulica finale si arriva attraverso abbassamenti di falda progressivi, in funzione del progredire dello scavo, a partire dalle condizioni iniziali, in cui la falda si trova alla quota di progetto;
- l'andamento è considerato di tipo idrostatico.

7.2 Analisi eseguite

Tutte le analisi vengono eseguite utilizzando il programma PARATIE 6.2 Ceas.

In particolare vengono analizzati tutti i casi di verifica, secondo i criteri esposti al Cap.6, come segue:

- SLE
- SLU (A1+M1) statico
- SLU (A2+M2) statico

7.3 Verifica dei profilati in acciaio delle palancole

La verifica dei profilati viene eseguita secondo il criterio valido per *sezioni compatte*

(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*.

7.4 Verifica a sfilamento dei tiranti

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*:

$$P_{d\ TIR} \leq R_{ad\ TIR}$$

dove:

$$R_{ad\ TIR} = \frac{R_{ak\ TIR}}{\gamma_{R\ TIR}}$$

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 permanenti

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

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

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 valore di aderenza limite palo-terreno compressiva ($\alpha \times \tau$) si assume:

$$\alpha\tau = 100 \text{ kPa} \quad \text{per iniezione ripetuta in pressione (I.R.S.)}$$

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

7.5 Verifica della resistenza strutturale dell'ancoraggio

Si prevede di armare i tiranti mediante trefoli da 0,6" di acciaio avente tensione caratteristica all'1% di deformazione sotto carico $f_{p(1)k} \leq 1670 \text{ MPa}$ e tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \leq 1860 \text{ MPa}$ – *par. 11.3.3 – Acciaio per Cemento Armato Precompresso – N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008.*

Il valore di progetto della resistenza, da confrontare con la massima azione di progetto, si calcola per ogni singolo trefolo, come:

$$R_{id\ TIR} = f_{yd} \cdot A \cdot n$$

dove:

A = area del singolo trefolo

n = numero dei trefoli

La resistenza di calcolo dell'acciaio (trefoli) si calcola usando l'espressione definita al par. 4.1.2.1.1.3 - N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008 (Doc. Rif.4):

$$f_{yd} = \frac{f_{p(1)k}}{\gamma_s}$$

essendo:

$f_{p(1)k}$ = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio per trefoli = 1670 MPa

γ_s = coefficiente parziale di sicurezza = 1.15

Si dovrà verificare che:

$$P_{d\ TIR} \leq R_{td\ TIR}$$

Oltre a verificare che la resistenza dell'armatura sia superiore alla massima azione di progetto, si verifica anche, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia superiore alla resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio - par. 6.6 - N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008, ovvero:

$$R_{p(1)k\ TIR} \geq R_{a,c\ TIR}$$

7.6 Verifica delle travi di ripartizione

La verifica delle 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.

7.7 Verifica di stabilità dell'opera (assenza di fenomeni di collasso)

La verifica è condotta, in accordo alla normativa (*par. 6.5.3.1.2 doc. rif.4*), secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2, ovvero A2+M2+R1.

Si verifica che la spinta passiva di progetto mobilitata a valle sia inferiore a quella disponibile.

Si verifica inoltre, a vantaggio di sicurezza, che nella Combinazione 1 dell' Approccio 1 venga mobilitato un valore della resistenza passiva caratteristica di valle inferiore al 60% di quella disponibile.

8. DIMENSIONAMENTO

8.1 Risultati del programma paratie

Si riportano nel seguito i risultati dei calcoli eseguiti con il programma PARATIE, in termini di diagrammi dello spostamento, del momento flettente e del taglio per le diverse combinazioni esaminate e in funzione delle seguenti fasi di calcolo:

TIPO 0-h

- fase 0 esecuzione della palanca
- fase 1 condizione geostatica (applicazione del sovraccarico stradale pari a 20 kPa)
- fase 2 scavo finale fino a 3.0 m da testa paratia

TIPO 1-h

- fase 0 esecuzione della palanca
- fase 1 condizione geostatica (applicazione del sovraccarico stradale pari a 20 kPa)
- fase 2 scavo a 3.0 m da testa paratia
- fase 3 messa in opera del 1° ordine di tiranti a 2.5 m da testa paratia
- fase 4 scavo finale fino a 6.0 m da testa paratia

TIPO 2-h

- fase 0 esecuzione della palanca
- fase 1 condizione geostatica (applicazione del sovraccarico stradale pari a 20 kPa)
- fase 2 scavo a 3.0 m da testa paratia
- fase 3 messa in opera del 1° ordine di tiranti a 2.5m da testa paratia
- fase 4 scavo fino a 6.0 m da testa paratia

- fase 5 messa in opera del 2° ordine di tiranti a 5.5 m da testa paratia
- fase 6 scavo finale fino a 8.0 m da testa paratia

TIPO 0-i

- fase 0 esecuzione della palancola
- fase 1 condizione geostatica in cui il terrapieno a monte della paratia ha un'inclinazione corrispondente ad una profilatura del versante 3/2
- fase 2 scavo a 3.0 m da testa paratia

TIPO 1-i

- fase 0 esecuzione della palancola
- fase 1 condizione geostatica in cui il terrapieno a monte della paratia ha un'inclinazione corrispondente ad una profilatura del versante 3/2
- fase 2 scavo a 3.0 m da testa paratia
- fase 3 messa in opera del 1° ordine di tiranti a 2.5 m da testa paratia
- fase 4 scavo fino a 6.0 m da testa paratia

I risultati ottenuti, necessari alle verifiche, sono i seguenti:

TIPO 0-h

SLE

- Spostamento massimo 3.19 cm

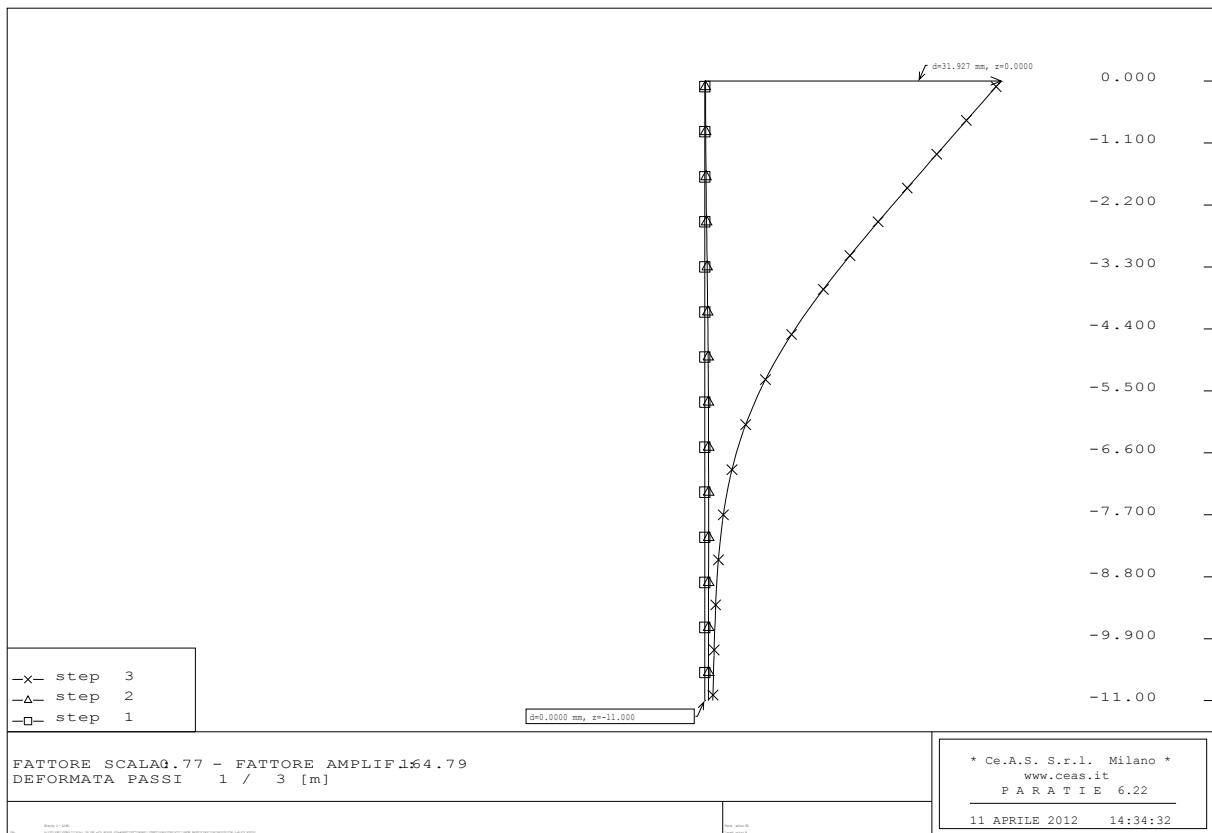
A1+M1

- momento flettente massimo M_{MAX} 122.5 kNm/m
 - taglio massimo T_{MAX} 47.7 kN/m

A2+M2

- spinta passiva mobilitata 71%

Figura 4 - SLE - Diagramma di involuppo degli spostamenti





AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA - PADOVA
Adeguamento alla terza corsia del tratto Monselice Padova
OPERE PROVVISORIALI - SOLUZIONI TIPOLOGICHE

Figura 5 - SLU A1 - Diagramma del momento flettente

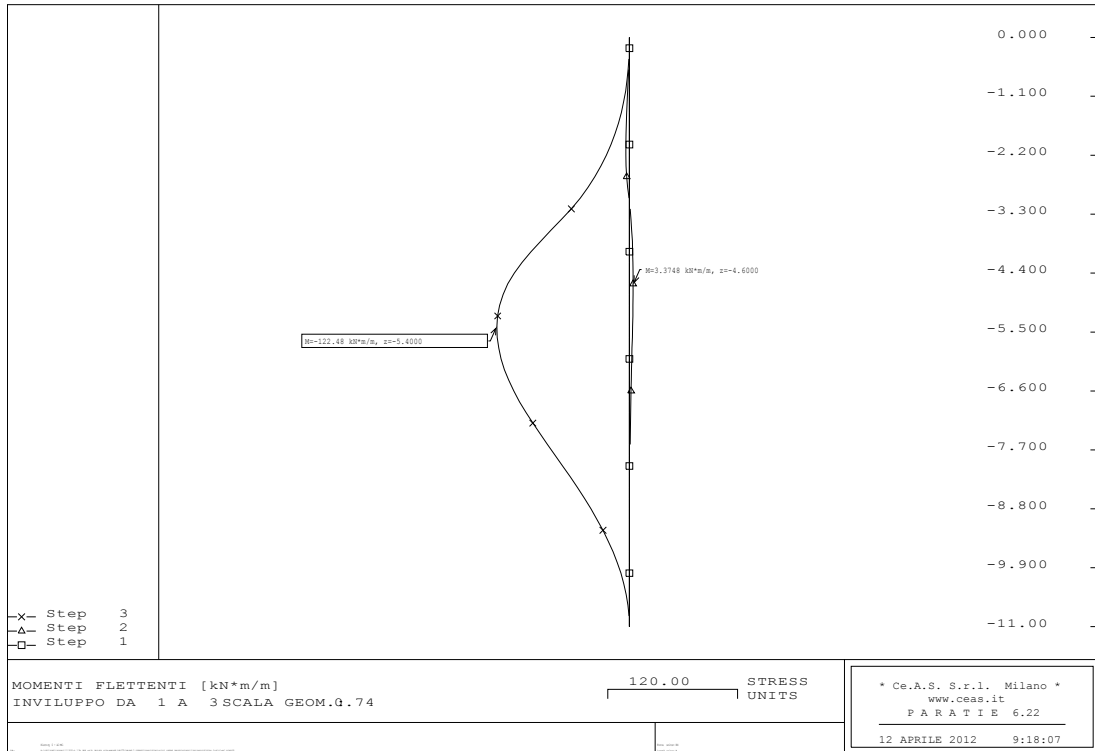
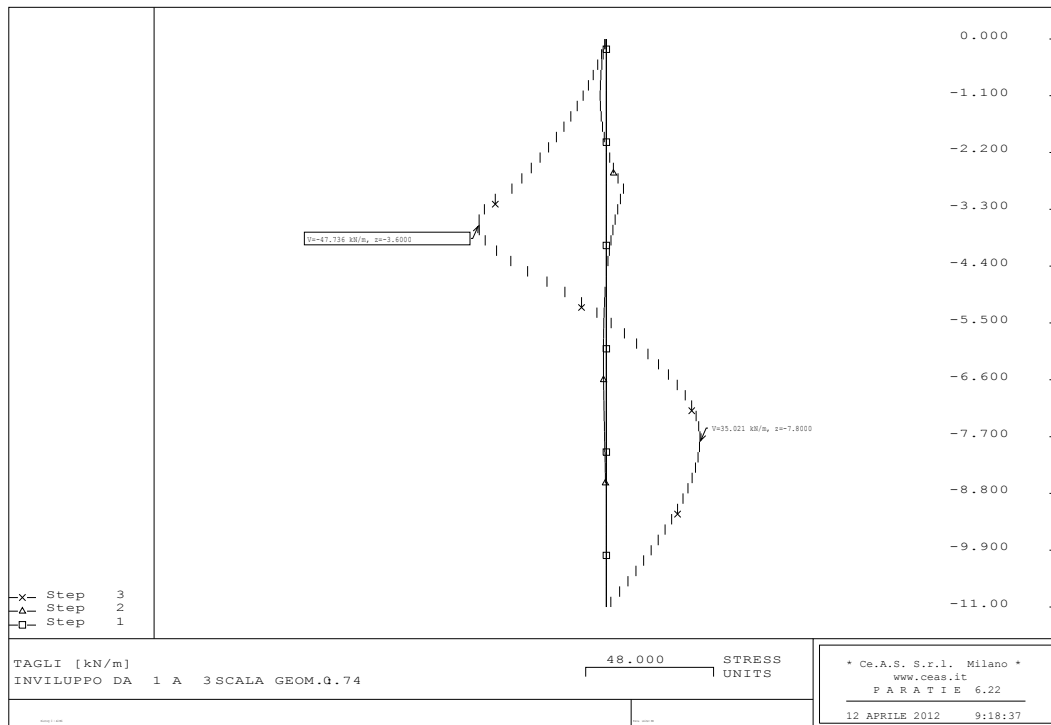


Figura 6 - SLU A1 - Diagramma del taglio



TIPO 1-h

SLE

- spostamento massimo 1.49 cm

A1+M1

- momento flettente massimo	M_{MAX}	88.8 kNm/m
- taglio massimo	T_{MAX}	72 kN/m
- azione assiale massima tirante 1° ordine	$N_{MAXtir1}$	108 kN/m

A2+M2

- spinta passiva mobilitata 88%

Figura 7 - SLE - Diagramma di inviluppo degli spostamenti

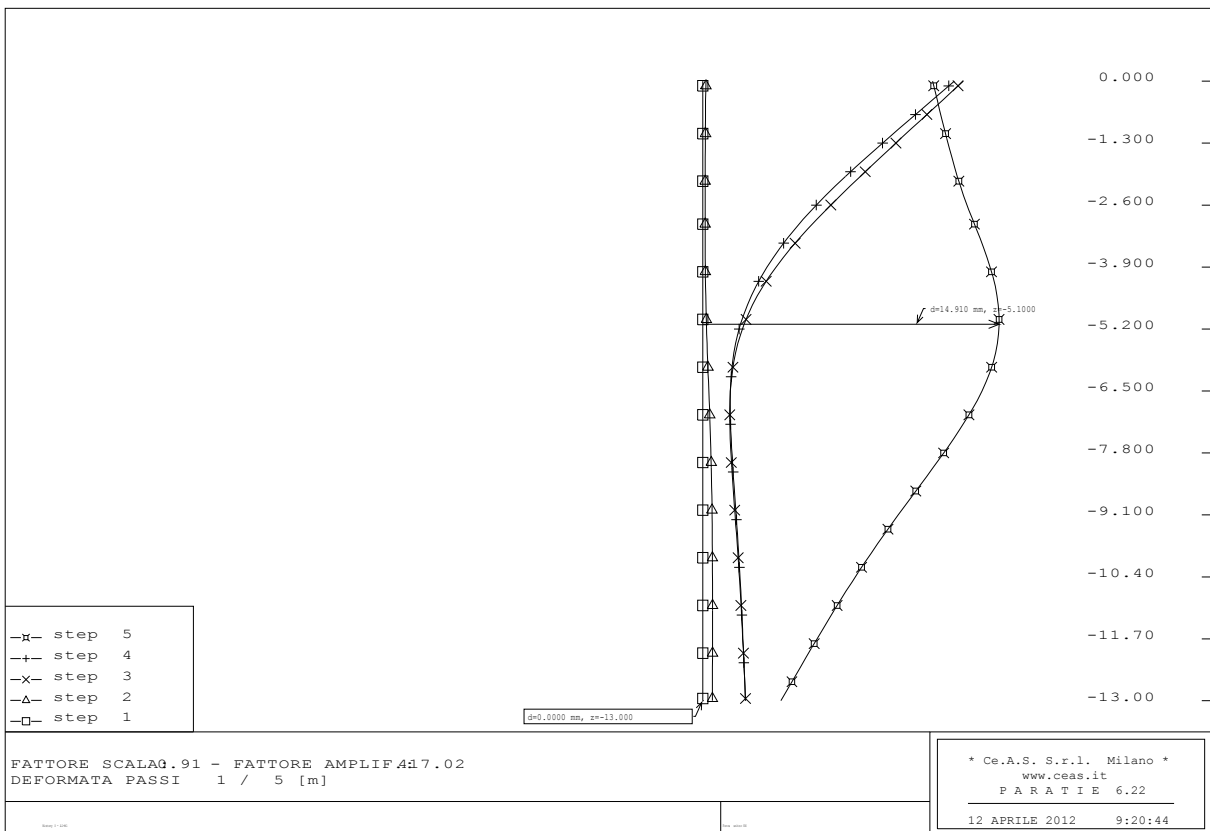


Figura 8 - SLU A1 - Diagramma del momento flettente

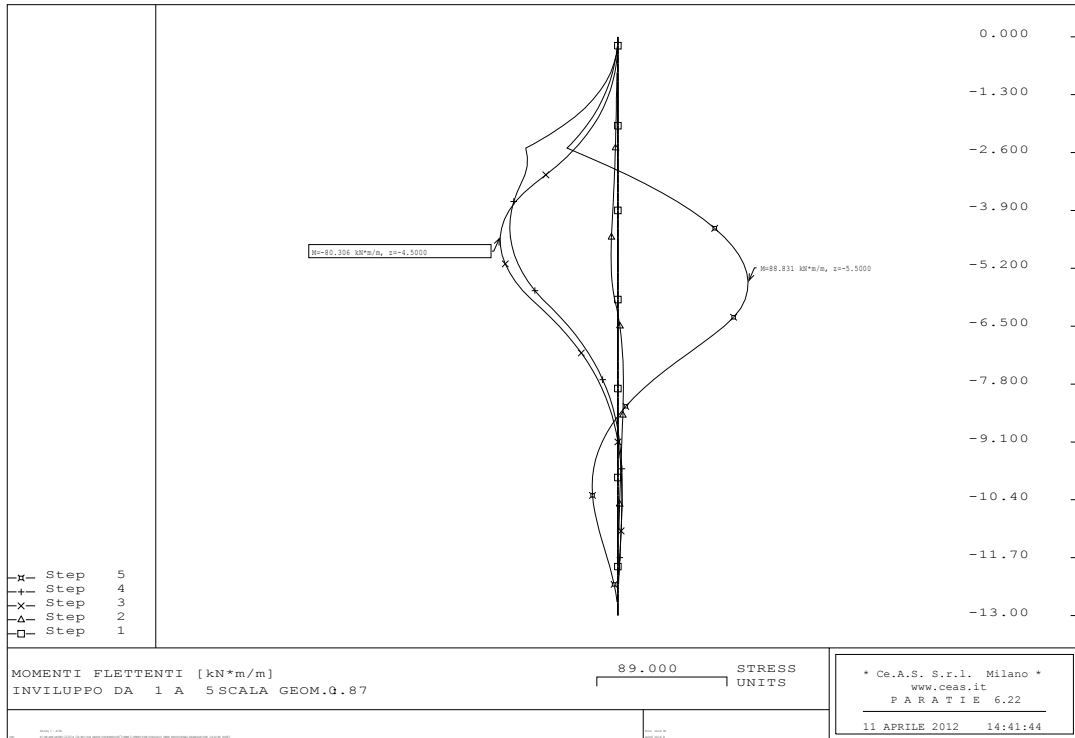


Figura 9 - SLU A1 - Diagramma del taglio

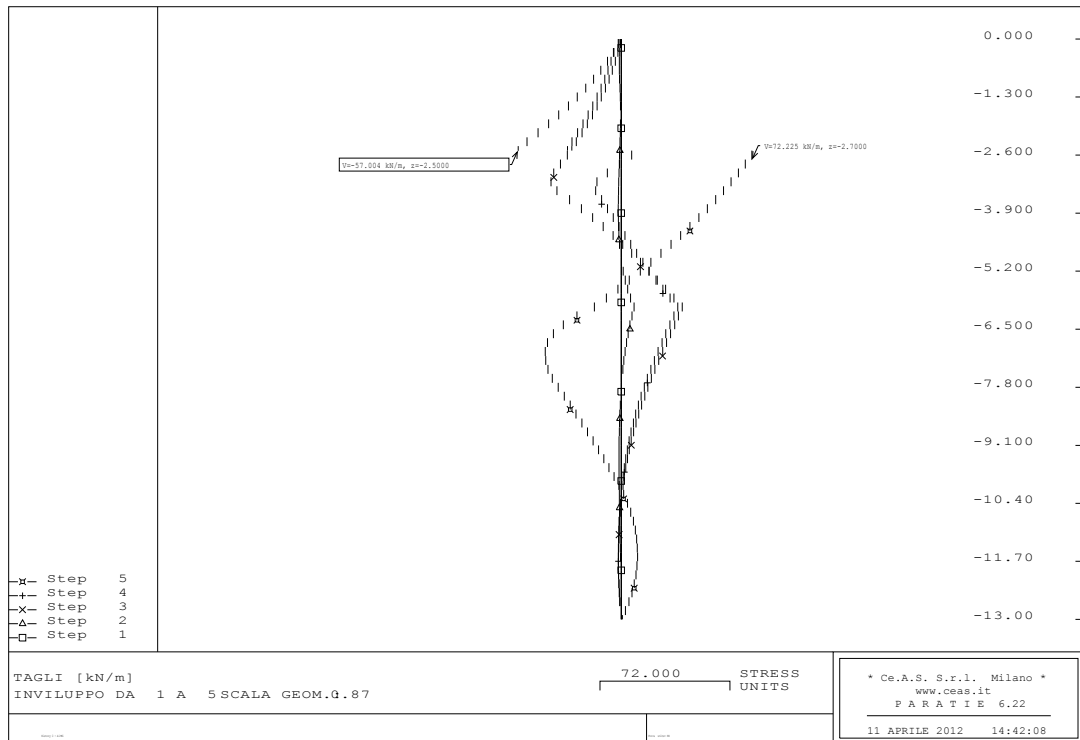
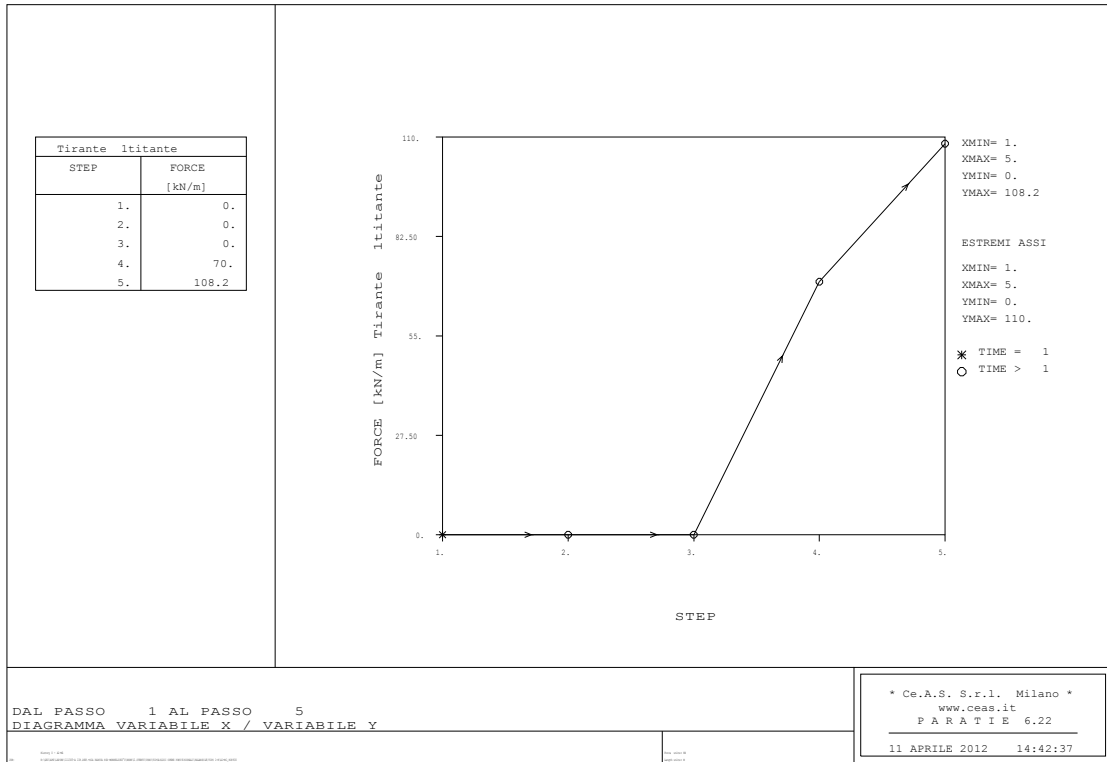


Figura 10 - SLU A1 - Azione assiale massima nei tiranti del 1° ordine



TIPO 2-h

SLE

- spostamento massimo 2.62 cm

A1+M1

- momento flettente massimo	M_{MAX}	183.8 kNm/m
- taglio massimo	T_{MAX}	143 kN/m
- azione assiale massima tirante 1° ordine	$N_{MAXtir1}$	98 kN/m
- azione assiale massima tirante 2° ordine	$N_{MAXtir2}$	191 kN/m

A2+M2

- spinta passiva mobilitata 94%

Figura 11 - SLE - Diagramma di inviluppo degli spostamenti

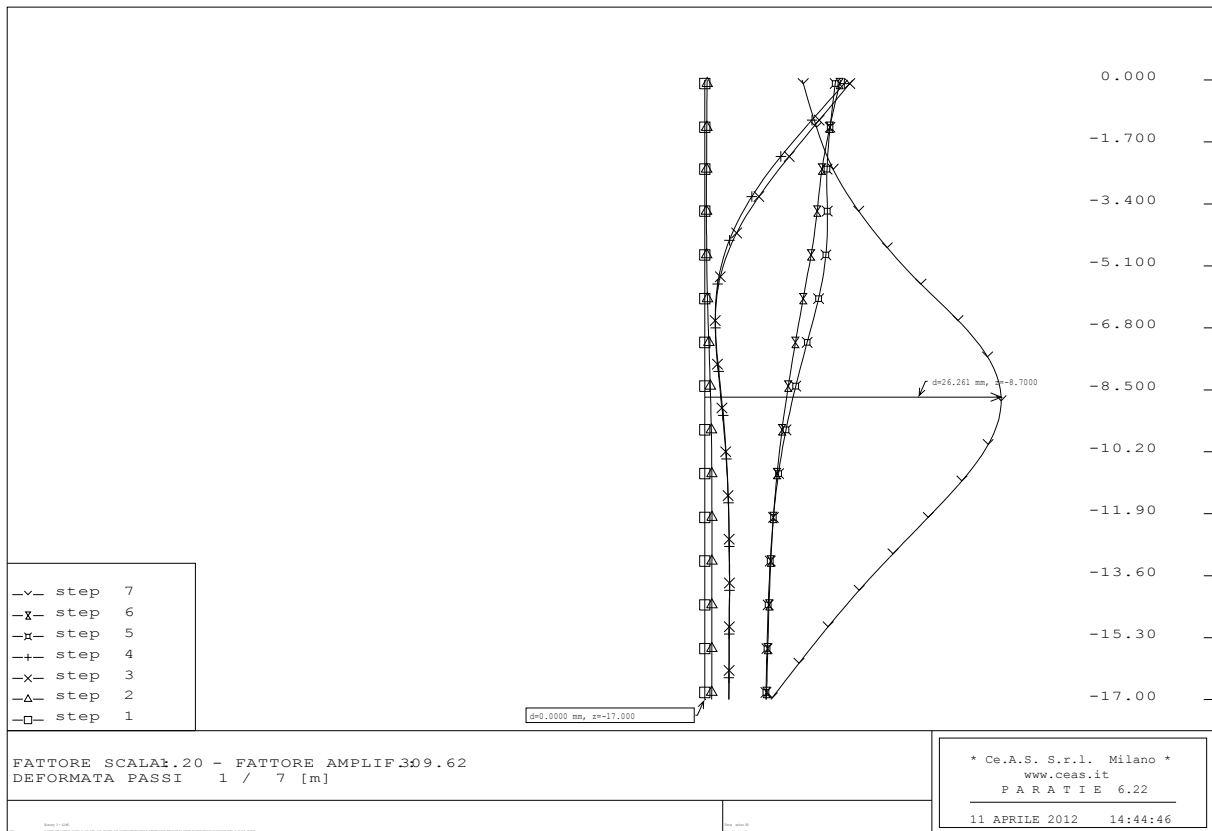


Figura 12 - SLU A1 - Diagramma del momento flettente

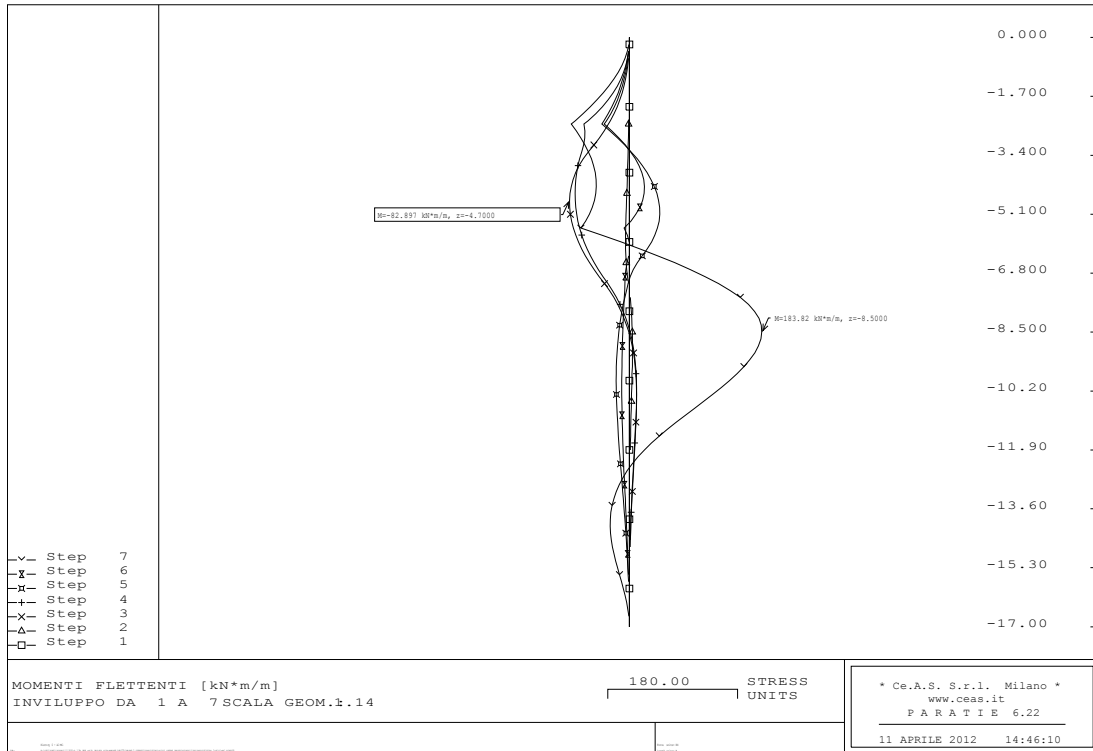


Figura 13 - SLU A1 - Diagramma del taglio

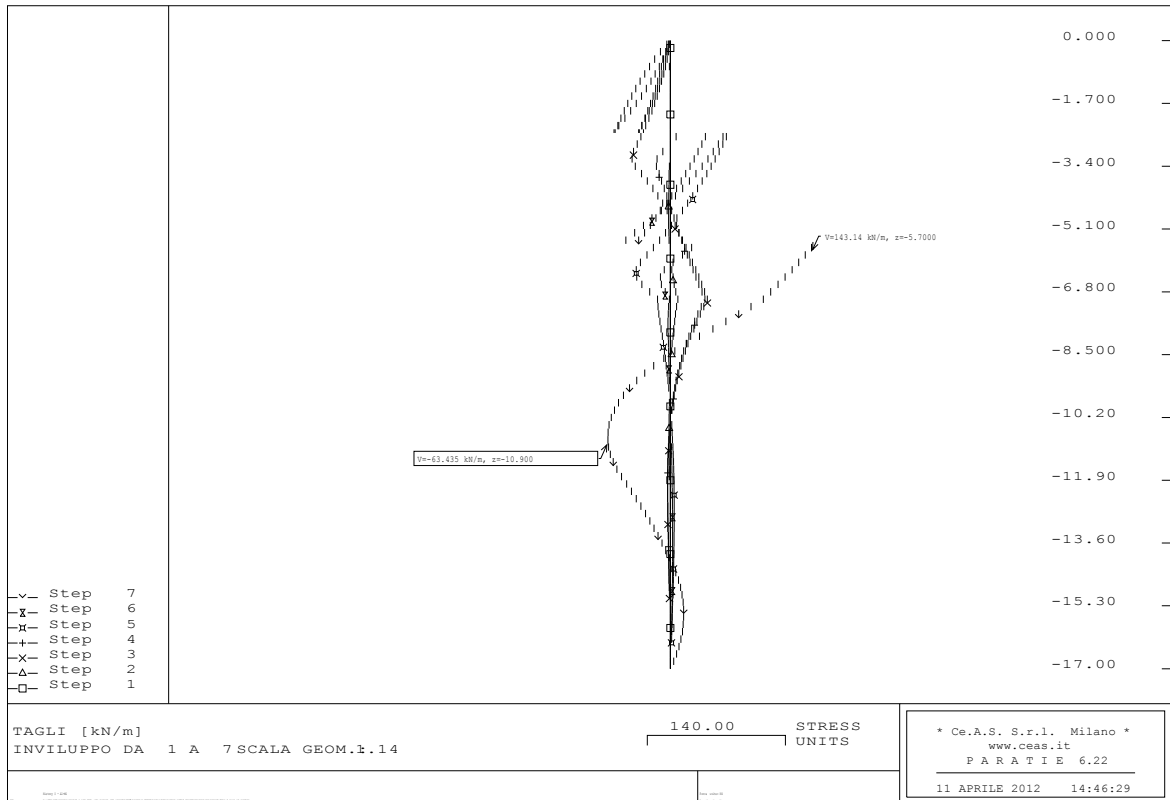


Figura 14 - SLU A1 - Azione assiale massima nei tiranti del 1° ordine

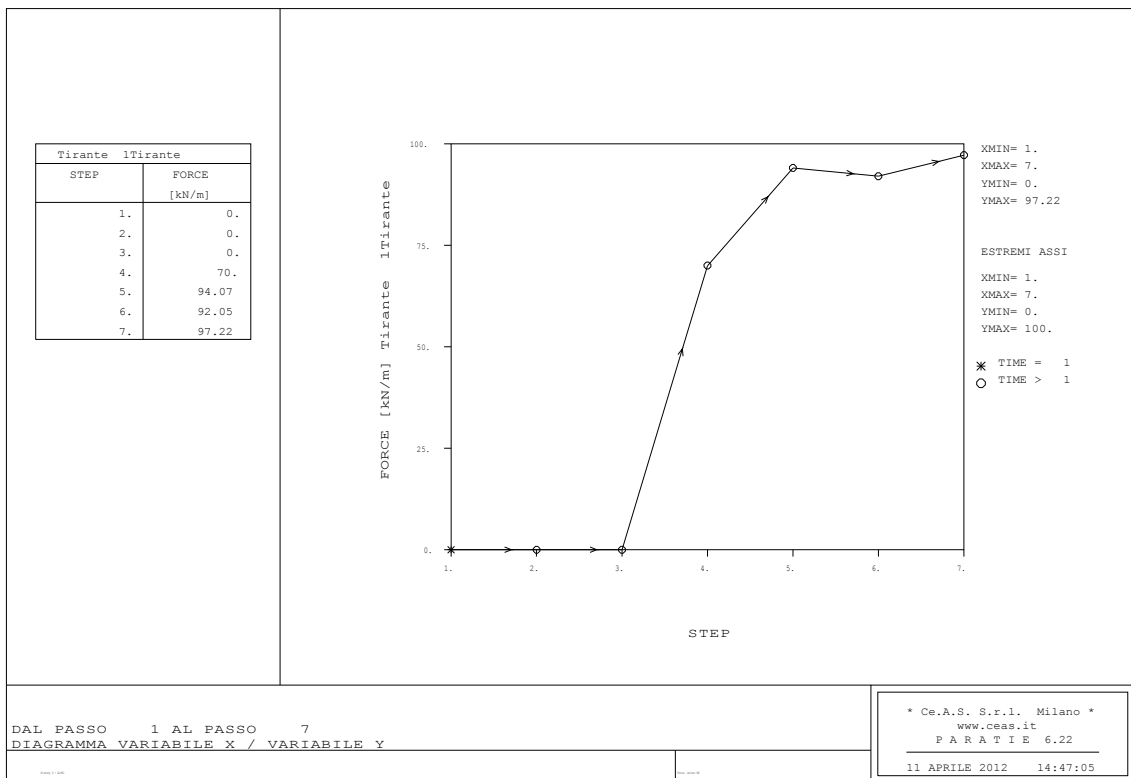
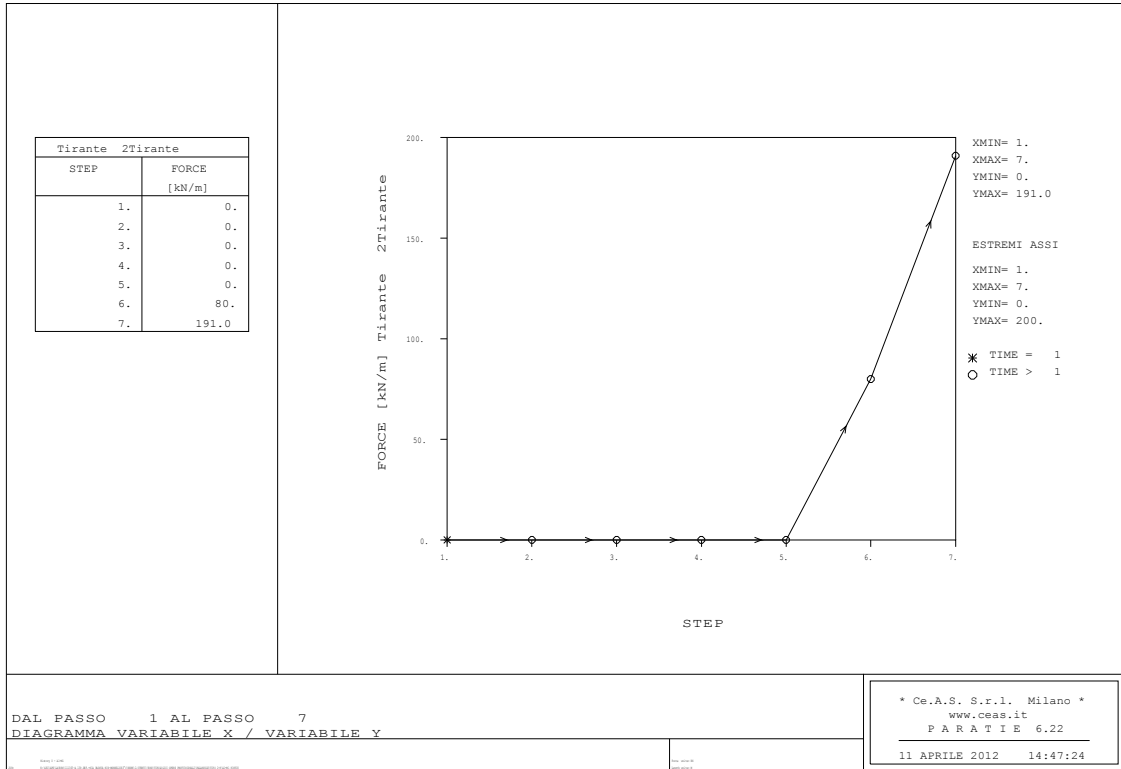


Figura 15 - SLU A1 - Azione assiale massima nei tiranti del 2° ordine



TIPO 0-i

SLE

- spostamento massimo 5.0 cm

A1+M1

- momento flettente massimo M_{MAX} 153.3 kNm/m
 - taglio massimo T_{MAX} 49.7 kN/m

A2+M2

- spinta passiva mobilitata 66%

Figura 16 - SLE - Diagramma di involuppo degli spostamenti

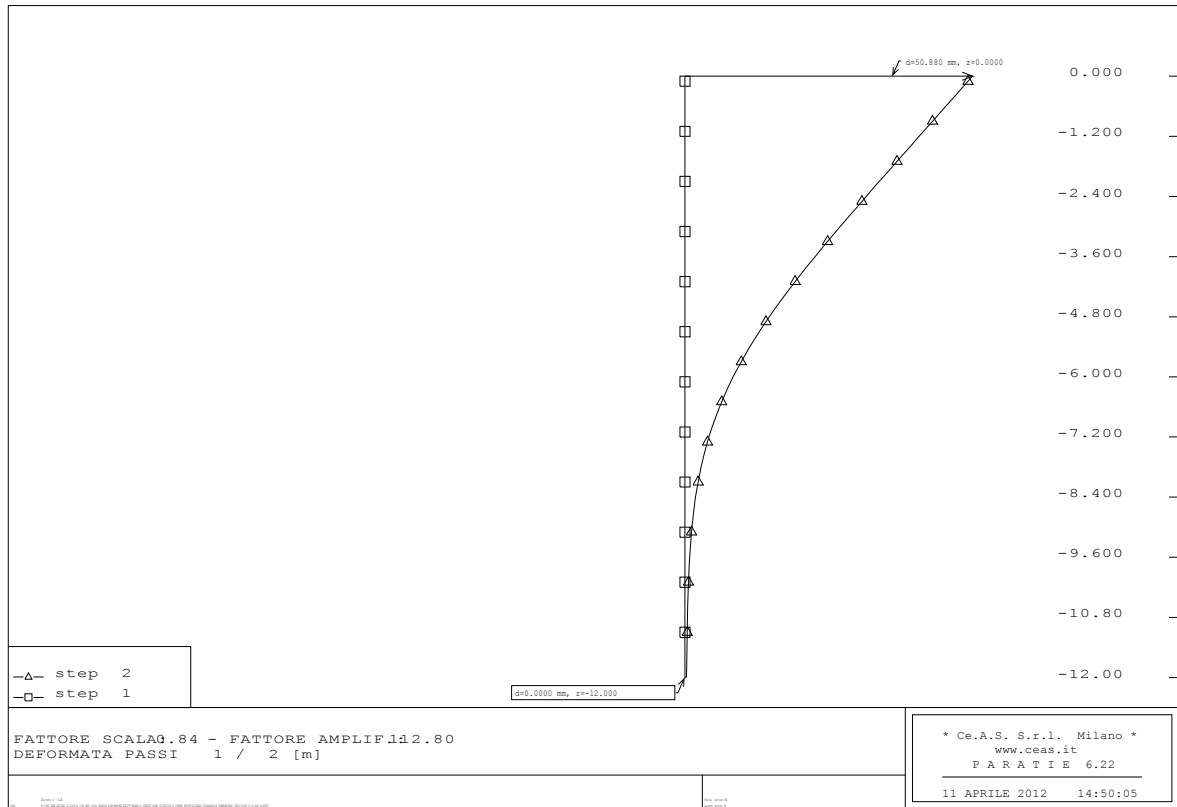


Figura 17 - SLU A1 - Diagramma del momento flettente

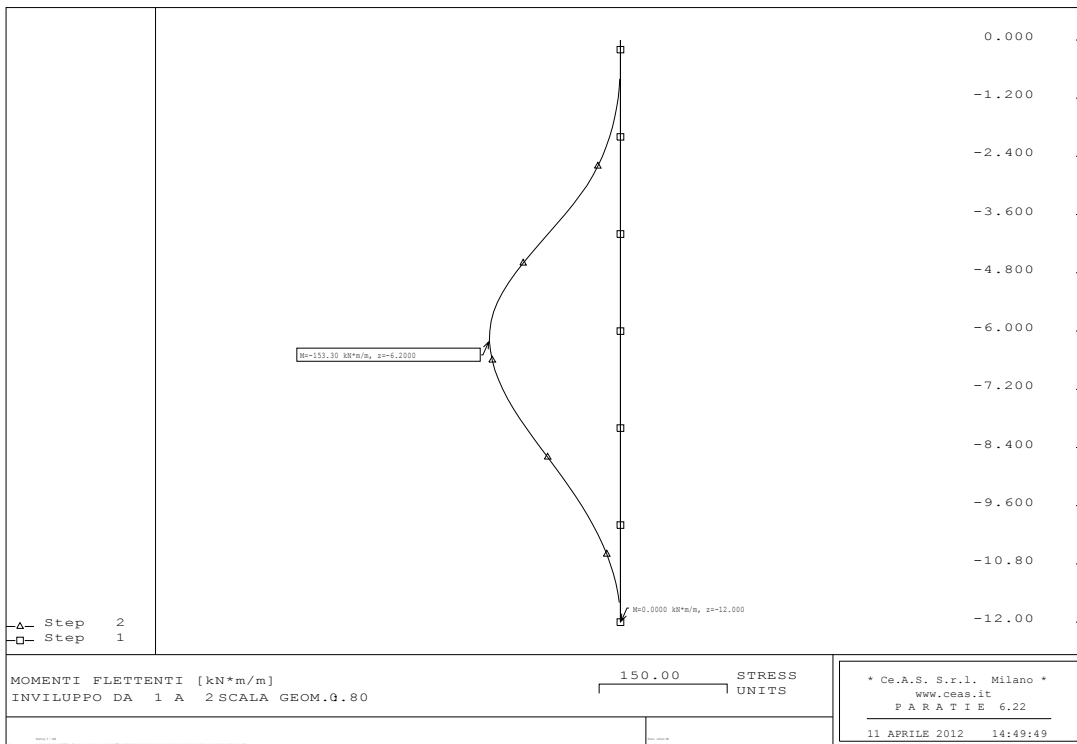
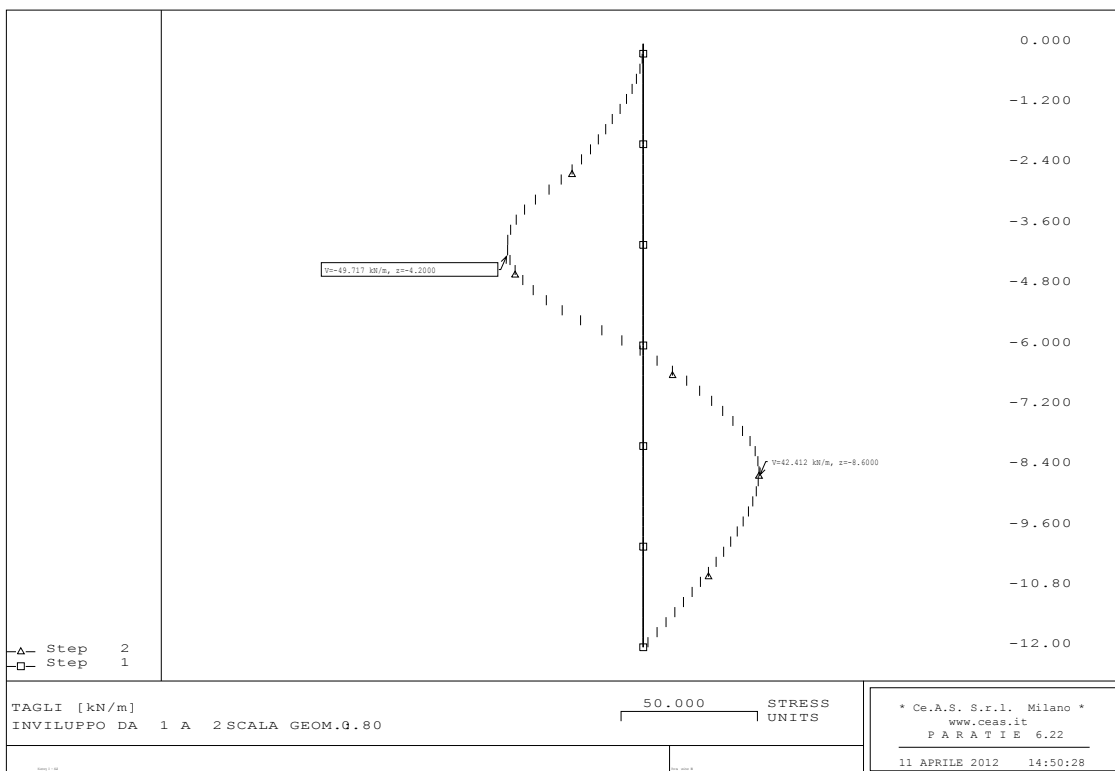


Figura 18 - SLU A1 - Diagramma del taglio



TIPO 1-i

SLE

- spostamento massimo 2.49 cm

A1+M1

- momento flettente massimo	M_{MAX}	144 kNm/m
- taglio massimo	T_{MAX}	113.25 kN/m
- azione assiale massima tirante 1° ordine	$N_{MAXtir1}$	165.8 kN/m

A2+M2

- spinta passiva mobilitata 87%

Figura 19 - SLE - Diagramma di involucro degli spostamenti

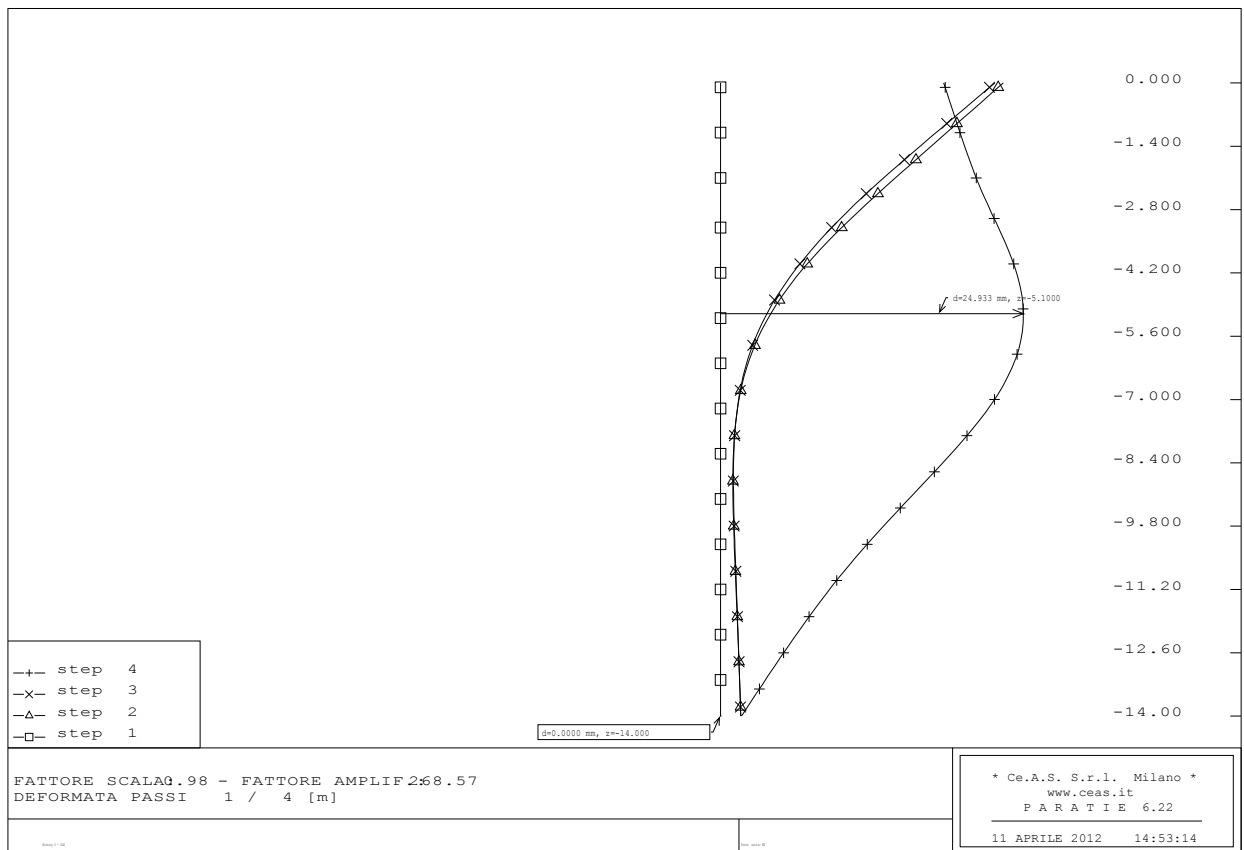


Figura 20 - SLU A1 - Diagramma del momento flettente

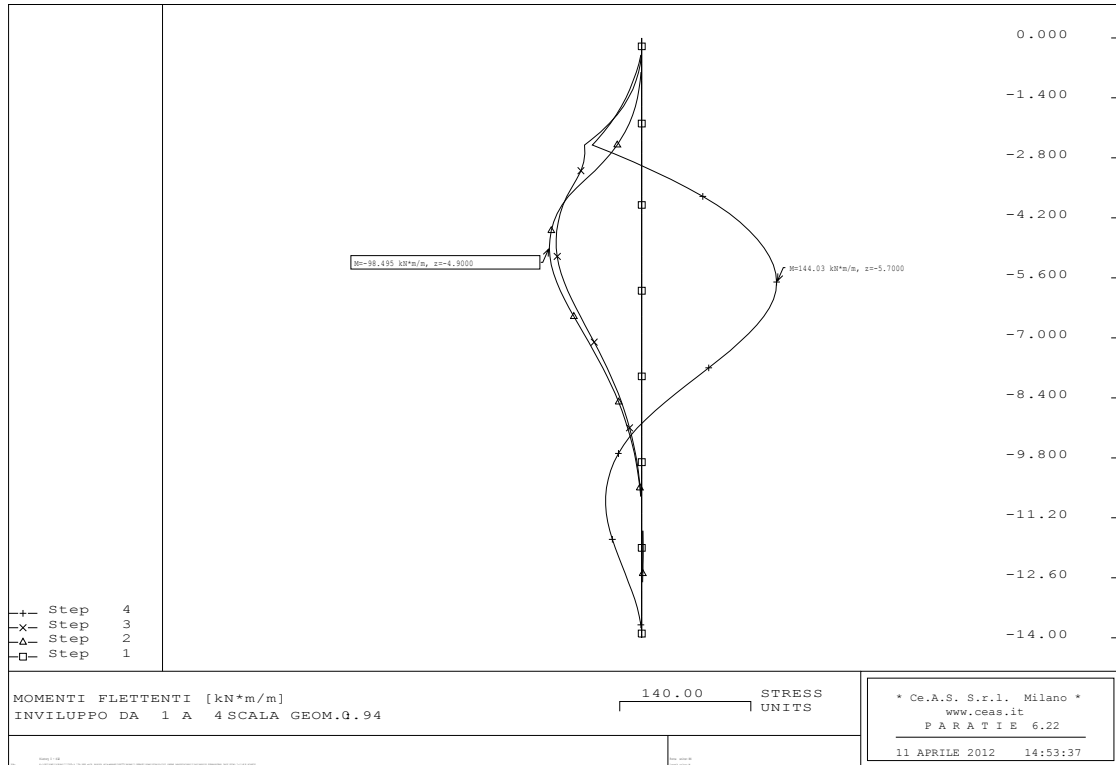


Figura 21 - SLU A1 - Diagramma del taglio

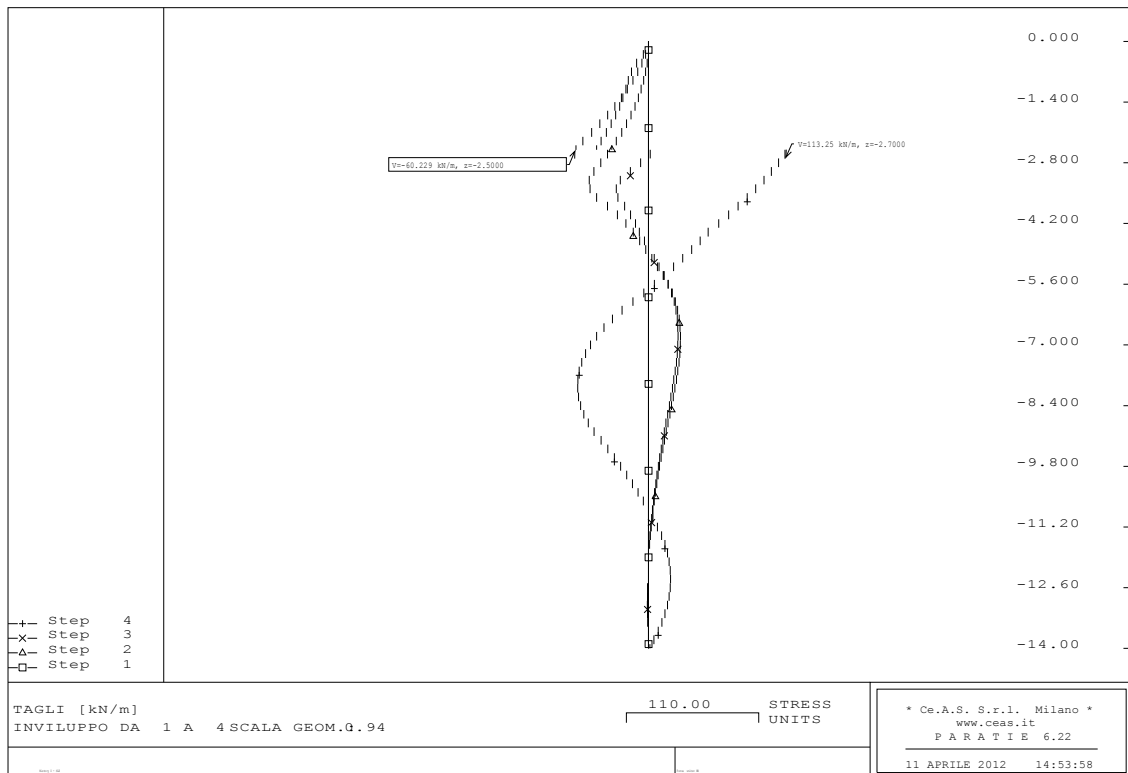
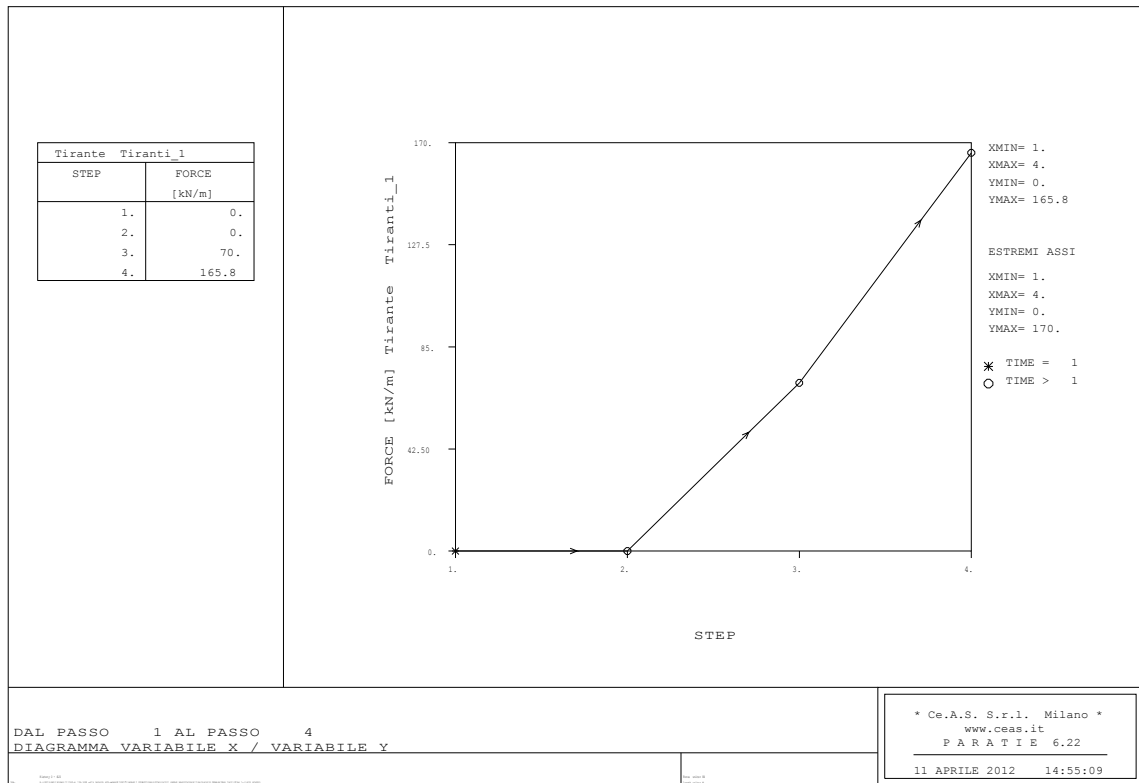


Figura 22 - SLU A1 - Azione assiale massima nei tiranti del 1° ordine



Al fine di ottenere le azioni di progetto, tutti i valori calcolati allo SLU (M_{MAX} , T_{MAX} e N_{MAXtir}) con il programma Paratie, vanno amplificati a mezzo del coefficiente 1.3.

8.2 Verifiche SLU

8.2.1 Verifica dell'armatura delle palancole

Tutte le palancole in progetto, prevedono l'utilizzo del profilato con caratteristiche tecniche minime corrispondenti alla tipologia PU22 con acciaio tipo S355.

Figura 23: Sezione tipo delle palancole

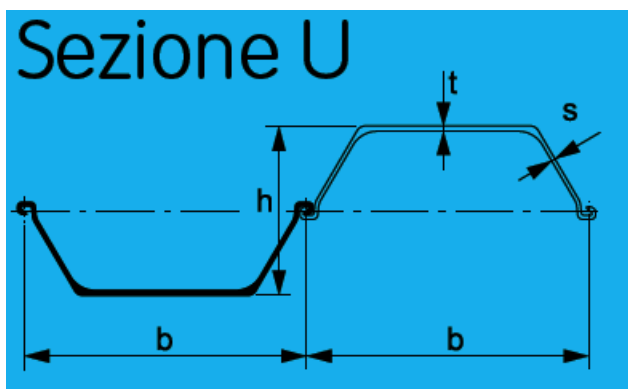


Figura 24: Caratteristiche del profilo minimo PU22

Sezione	Lar- ghezza	Altez- za	Spessore		Area della sezione	Massa		Mo- mento d'inerzia	Modulo di resistenza elastico	Mo- mento Statico	Modulo di resistenza plastico	Classe ¹⁾					
	b	h	t	s		Palancale Singola	Parete					S 240 GP	S 270 GP	S 320 GP	S 355 GP	S 390 GP	S 430 GP
	mm	mm	mm	mm	cm ² /m	kg/m	kg/m ²	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ³ /m						
PU 22	600	450	12,1	9,5	183	86,1	144	49460	2200	1275	2580	2	2	2	2	2	2

La sezione essendo di classe 2 appartiene alle sezioni compatte, e pertanto le verifiche strutturali possono condursi con il metodo plastico.

Il momento ultimo è così calcolato:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 872 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\gamma_{M0} \cdot 3^{0.5}) = 658 \text{ kN}$$

Dove:

$$A_v = s / (2 \cdot b) \cdot (h - 2 \cdot t) = 3371 \text{ mm}^2$$

I valori di calcolo allo SLU riportati precedentemente (amplificati per il coefficiente 1.3) vengono di seguito riassunti e poiché tutti inferiori ai valori di resistenza ultima le verifiche possono ritenersi soddisfatte.

Tipo	Md (kNm / m)	Td (kN / m)
0-h	159.25	62.01
1-h	115.44	93.6
2-h	238.9	185.9
0-i	199.29	64.61
1-i	187.2	147.22

8.2.2 Verifica a sfilamento degli ancoraggi

L'azione di progetto del tirante si ottiene come: $P_d = 1.3 \times P_k$

Le resistenze allo sfilamento per i tiranti dell'opera in oggetto, sono calcolate come descritto al par.7.4 considerando il coefficiente $\zeta = 1.8$ (relativo ad una verticale di indagine) e $\gamma_R = 1.2$ (per tirante permanente a vantaggio di sicurezza) e le caratteristiche dei tiranti esposte al par.5

Come si può vedere, dal confronto dei valori di progetto P_d con i valori delle resistenze calcolate R_{ad} , la verifica a sfilamento risulta soddisfatta.

Figura 25- Verifica a sfilamento degli ancoraggi opera TIPO 1-h

n° prof indagini	1
εa ₃	1.8
εa ₄	1.8

dati di ingresso													
ordine	tipo (P/T)	quota (m da tp.)	n° trefoli (-)	α (-)	τ _{ad} k _{med}	τ _{ad} k _{min}	ατ _{ad} k _{med} (kPa)	ατ _{ad} k _{min} (kPa)	D _{per} (m)	interasse (m)	T ₀ (kN)	T ₀ (kN/m)	L _{bulbo} (m)
1	P	2.5	4	1	100	100	100	100	0.16	2.40	168	70	15
2	-	-	-	1.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	1.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	1.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	1.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-

resistenze a sfilamento										verifica della gerarchia delle resistenze			
ordine	tipo (P/T)	γ _R T _{IR} (-)	R _{a,med} / ε ₃ (kN)	R _{a,min} / ε ₄ (kN)	R _{ak,TIR} (kN)	R _{ad,TIR} (kN)	R _{a,med} / ε ₃ (kN/m)	R _{a,min} / ε ₄ (kN/m)	R _{ad,TIR} (kN/m)	R _{ac} (kN)	R _{yk} (kN)		
1	P	1.2	419	419	419	349	28	28	23	754	<=	929	OK
2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<=	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<=	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<=	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<=	-	-

ORDINE 1		verifica a sfilamento										verifica strutturale			
comb	ordine	interasse (m)	P _K PARATE (kN/m)	P _k (kN)	γ _E (-)	P _d (kN)	R _{ad,TIR} (kN)		L _{bulbo,calc} (m)	L _{bulbo,d} (m)	R _{yd} (kN)	P _d (kN)			
SLE	1	2		0	1.0	0					743	>	0	OK	
A1+M1	STAT-A	1	108.0	259	1.3	337	<=	349	OK	14.48	15.00	807	>	337	OK
A1+M1	STAT-B	1	2.4	0	1.3	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0	OK
A1+M1	SIS-A	1	2.4	0	1.0	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0	OK
A1+M1	SIS-B	1	2.4	0	1.0	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0	OK

Figura 26- Verifica a sfilamento degli ancoraggi opera TIPO 2-h

n° prof indagini	1
εa ₃	1.8
εa ₄	1.8

dati di ingresso													
ordine	tipo (P/T)	quota (m da tp.)	n° trefoli (-)	α (-)	τ _{ad} k _{med}	τ _{ad} k _{min}	ατ _{ad} k _{med} (kPa)	ατ _{ad} k _{min} (kPa)	D _{per} (m)	interasse (m)	T ₀ (kN)	T ₀ (kN/m)	L _{bulbo} (m)
1	P	2.5	4	1	100	100	100	100	0.16	2.40	168	70	15
2	p	5.5	4	1	100	100	100	100	0.16	1.20	96	80	15
3	-	-	-	1.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	1.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	1.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-

resistenze a sfilamento										verifica della gerarchia delle resistenze			
ordine	tipo (P/T)	γ _R T _{IR} (-)	R _{a,med} / ε ₃ (kN)	R _{a,min} / ε ₄ (kN)	R _{ak,TIR} (kN)	R _{ad,TIR} (kN)	R _{a,med} / ε ₃ (kN/m)	R _{a,min} / ε ₄ (kN/m)	R _{ad,TIR} (kN/m)	R _{ac} (kN)	R _{yk} (kN)		
1	P	1.2	419	419	419	349	28	28	23	754	<=	929	OK
2	p	1.2	419	419	419	349	28	28	23	754	<=	929	OK
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<=	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<=	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<=	-	-

ORDINE 1		verifica a sfilamento										verifica strutturale			
comb	ordine	interasse (m)	P _K PARATE (kN/m)	P _k (kN)	γ _E (-)	P _d (kN)	R _{ad,TIR} (kN)		L _{bulbo,calc} (m)	L _{bulbo,d} (m)	R _{yd} (kN)	P _d (kN)			
SLE	1	2		0	1.0	0					743	>	0	OK	
A1+M1	STAT-A	1	98.0	235	1.3	306	<=	349	OK	13.14	15.00	807	>	306	OK
A1+M1	STAT-B	1	2.4	0	1.3	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0	OK
A1+M1	SIS-A	1	2.4	0	1.0	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0	OK
A1+M1	SIS-B	1	2.4	0	1.0	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0	OK

ORDINE 2		verifica a sfilamento										verifica strutturale			
comb	ordine	interasse (m)	P _K PARATE (kN/m)	P _k (kN)	γ _E (-)	P _d (kN)	R _{ad,TIR} (kN)		L _{bulbo,calc} (m)	L _{bulbo,d} (m)	R _{yd} (kN)	P _d (kN)			
SLE	2	1.2		0	1.0	0					743	>	0	OK	
A1+M1	STAT-A	2	191	229	1.3	298	<=	349	OK	12.80	15.00	807	>	298	OK
A1+M1	STAT-B	2	1.20	0	1.3	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0	OK
A1+M1	SIS-A	2	1.2	0	1.0	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0	OK
A1+M1	SIS-B	2	1.2	0	1.0	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0	OK

Figura 27- Verifica a sfilamento degli ancoraggi opera TIPO 1-i

n° prof indagini	1
ϵ_{a3}	1.8
ϵ_{a4}	1.8

dati di ingresso													
ordine	tipo (P/T)	quota (m da tp.)	n° trefoli (-)	α (-)	$\tau_{ad\ k\ med}$	$\tau_{ad\ k\ min}$	$\alpha \cdot \tau_{ad\ k\ med}$ (kPa)	$\alpha \cdot \tau_{ad\ k\ min}$ (kPa)	D_{perf} (m)	interasse (m)	T_0 (kN)	T_0 (kN/m)	L_{bulbo} (m)
1	P	2.5	4	1	100	100	100	100	0.16	1.20	84	70	14
2	-	-	-	1.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	1.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	1.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	1.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-

resistenze a sfilamento										verifica della gerarchia delle resistenze			
ordine	tipo (P/T)	$\gamma_{R\ TIR}$ (-)	$R_{a,med} / \epsilon_3$ (kN)	$R_{a,omn} / \epsilon_4$ (kN)	$R_{a,k\ TIR}$ (kN)	$R_{a,d\ TIR}$ (kN)	$R_{a,med} / \epsilon_3$ (kN/m)	$R_{a,omn} / \epsilon_4$ (kN/m)	$R_{a,d\ TIR}$ (kN/m)	$R_{a,c}$ (kN)	$R_{y,k}$ (kN)		
1	P	1.2	391	391	391	326	28	28	23	704	<=	929	OK
2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<=	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<=	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<=	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<=	-	-

ORDINE 1		ordine	interasse (m)	$P_{k\ PARATE}$ (kN/m)	P_k (kN)	γ_E (-)	P_d (kN)	$R_{a,d\ TIR}$ (kN)	$L_{bulbo,calc}$ (m)	$L_{bulbo,d}$ (m)	$R_{y,d}$ (kN)	P_d (kN)				
SLE		1	1	0	0	1.0	0				743	>	0	OK		
A1+M1	STAT-A	1	1.2	165.8	199	1.3	259	<=	326	OK	11.11	14.00	807	>	259	OK
A1+M1	STAT-B	1	1.2	0	0	1.3	0	<=	326	OK	0.00	14.00	807	>	0	OK
A1+M1	SIS-A	1	1.2	0	0	1.0	0	<=	326	OK	0.00	14.00	807	>	0	OK
A1+M1	SIS-B	1	1.2	0	0	1.0	0	<=	326	OK	0.00	14.00	807	>	0	OK

8.2.3 Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi

Le resistenze a snervamento di progetto dell'ancoraggio calcolate, sono ottenute a partire dalla resistenza a snervamento caratteristica.

Per trefoli in acciaio armonico la resistenza caratteristica al limite di snervamento coincide con la tensione caratteristica all'1% di deformazione totale (si veda *Tab. 11.3 VII delle NTC2008*), ovvero:

$$f_{p(1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$$

Essa viene fattorizzata con il coefficiente di sicurezza per l'acciaio $\gamma_s = 1.15$, come indicato al par. 7.5.

Si verifica che $P_{d \text{ TIR}} \leq R_{t,d \text{ TIR}}$.

Si verifica inoltre, con riferimento al criterio della gerarchia delle resistenze, che la resistenza a snervamento caratteristica dell'ancoraggio risulti maggiore della resistenza caratteristica a sfilamento dello stesso $R_{t,k \text{ TIR}} \leq R_{a,c \text{ TIR}}$.

Come illustrato nelle tabelle precedenti, entrambe le verifiche risultano soddisfatte.

8.2.4 Verifica delle travi di ripartizione dei tiranti

Le travi di ripartizione dei tiranti sono costituite da n°2 profilati metallici del tipo HEB180.

Nella tabella seguente si riporta la verifica per le varie tipologie di opere. Essa risulta soddisfatta.

Figura 28- Verifica delle travi di ripartizione dei tiranti

		Tipo 1-h	Tipo 2-h		Tipo 1-i	
		I ordine	I ordine	II ordine	I ordine	
		Interasse tirante (m)	2.4	2.4	2.4	2.4
		Inclinazione tirante (°)	15	15	15	15
Trave di ripartizione		Tipo	HEB 180	HEB 180	HEB 180	HEB 180
		Materiale Fe	510	510	510	510
		Tensione di snervamento f_y (MPa)	355	355	355	355
		Larghezza ali b (mm)	180	180	180	180
		Altezza anima h_w (mm)	180	180	180	180
		Spessore anima t_w (mm)	8.5	8.5	8.5	8.5
		Spessore ali t_f (mm)	14	14	14	14
		Raggio di raccordo tra ala e anima r (mm)	15	15	15	15
		Area lorda della sezione del profilo A (mm ²)	6530	6530	6530	6530
		Area di taglio A_v (mm ²)	2029	2029	2029	2029
		$W_{pl,x}$ (cm ³)	482	482	482	482
		Sollecitazioni tirante		Taglio massimo A1+M1+R1 (kN/m)	108	98
Taglio massimo - SLU sismica (kN/m)						
Sollecitazioni trave di ripartizione	SLU - combinazione A1+M1+R1	Taglio di calcolo (kN)	81	74	144	125
		Momento flettente di calcolo (kN·m)	39	35	69	60
	SLU sismica	Taglio di calcolo (kN)	0	0	0	0
		Momento flettente di calcolo (kN·m)	0	0	0	0
Coefficiente di sicurezza sul materiale γ_{mo}		1.05	1.05	1.05	1.05	
Coefficiente di amplificazione dei carichi combinazione A1+M1+R1		1.3	1.3	1.3	1.3	
Verifica SLU - combinazione A1+M1+R1		Azione di taglio di progetto V_{sd} (kN)	81	74	144	125
		Taglio plastico $V_{pl,Rd}$ (kN)	396	396	396	396
		ρ	0.35	0.39	0.07	0.14
		Momento di progetto (kN·m)	39	35	69	60
		Momento plastico $M_{pl,Rd}$ (kN·m)	163	163	163	163



AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA - PADOVA
Adeguamento alla terza corsia del tratto Monselice Padova
OPERE PROVVISORIALI - SOLUZIONI TIPOLOGICHE

8.2.5 Verifica della resistenza del terreno a valle

Secondo quanto esposto per i casi analizzati, il valore massimo di spinta passiva mobilitata si registra per la tipo h-2, nella combinazione A2-M2, pari all'94%. Tutti gli altri casi risultano inferiori, e pertanto poiché il massimo valore accettabile risulta essere una percentuale pari al 99%, si ritiene la verifica soddisfatta.

8.3 Verifiche SLE

In tutte le palancole gli spostamenti massimi in condizioni di esercizio risultano inferiori a 5 cm pertanto, si ritiene che i requisiti prestazionali in termini di deformabilità risultano soddisfatti.

9. PRESCRIZIONI ESECUTIVE

Si riportano nel presente paragrafo alcune delle prescrizioni che dovranno essere tenute in considerazione durante l'esecuzione delle opere in oggetto.

1. Le palancole andranno messe in opera accoppiate a due a due;
2. tutti i bulbi dei tiranti sono da realizzare con la tecnologia delle iniezioni multiple in pressione (IRS secondo la denominazione del Doc. Rif 15);
3. le quote espresse nel presente documento sono di progetto e, in sede di esecuzione dei lavori, dovranno essere verificate in contraddittorio con la D.L.;
4. in considerazione delle problematiche connesse con gli aspetti tecnologici ed esecutivi dei tiranti e della natura dei terreni di interesse, si raccomanda l'esecuzione di ancoraggi di prova per la conferma delle ipotesi progettuali e la definizione delle esatte lunghezze di ancoraggio;
5. gli scavi di ribasso sono subordinati alla quota di progetto prevista per l'esecuzione della tirantatura; i successivi ribassi dovranno essere eseguiti solo previo termine di tutte le operazioni di esecuzione dei tiranti previsti (perforazione, posa in opera, iniezione e tesatura);
6. **NOTA PROTEZIONE CON CLS PROIETTATO:** terminata la procedura di tiro-collaudo di tiranti e/o barre, occorre applicare alla parete della paratia uno spessore di 10 cm di cls proiettato, armato con doppia rete metallica elettrosaldata (\varnothing 6 mm maglia 15x15 cm), rigorosamente prima di procedere con gli ulteriori ribassi. Il cls proiettato andrà applicato comunque, anche in assenza di tiranti e/o barre, al massimo ogni 3 m di profondità di scavo.