

# autostrade // per l'italia

## AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

### TRATTO: BOLOGNA - FERRARA

### AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA TRATTO: BOLOGNA ARCOVEGGIO - FERRARA SUD

## PROGETTO DEFINITIVO

### IN-VIABILITA' INTERFERITE

Rampa Svincolo Staz. ALTEDO - Prog. 020+476

Rifacimento fuori sede

Relazione descrittiva e di calcolo  
TA396, TA397 e TA398

#### IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio  
Ord. Ingg. Milano N.20155

RESPONSABILE GEOTECNICA  
ALL'APERTO

#### IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Paola Castiglioni  
Ord. Ingg. Varese N. 2725

#### 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- Cod. Appalto	Prog. Cod.	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA		Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	—											
1	1	1	3	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	A	P	E	1	1	9	0	—	—	SCALA: Varie

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:	Ing. Federica Ferrari Ord. Ingg. Milano N. 21082	SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE	
					n.	data
					0	NOVEMBRE 2016
					1	—
					2	—
REDATTO:	—	VERIFICATO:	—	3	—	
				4	—	

	<b>VISTO DEL COMMITTENTE</b>  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Antonio Tosi	<b>VISTO DEL CONCEDENTE</b>  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI E IL PERSONALE STRUTTURADIVIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	--	--

SPEA Ingegneria Europea

# **AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA-PADOVA**

**Ampliamento alla terza corsia del tratto  
Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud**

## **PROGETTO DEFINITIVO**

VIABILITÀ INTERFERITE

Rampa svincolo staz. ALTEDO – progr. km 020+476

Muri in terra armata TA396 TA397 e TA398

Relazione descrittiva e di calcolo

APE1190



**INDICE**

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>4</b>
<b>2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	6
2.3 BIBLIOGRAFIA .....	6
2.4 SOFTWARE .....	8
<b>3. MATERIALI.....</b>	<b>9</b>
3.1 MATERIALI PER TERRE ARMATE .....	9
3.2 MATERIALI PER OPERE PROVVISORIALI .....	10
<b>4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>11</b>
4.1 PREMESSA.....	11
4.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO.....	11
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
<b>5. TERRE ARMATE .....</b>	<b>14</b>
5.1 PREMESSA.....	14
5.2 GENERALITÀ DELLA TERRA ARMATA .....	15
5.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE: NORMATIVA E COMBINAZIONI DI CARICO .....	16
5.4 IPOTESI DI CALCOLO .....	18
5.5 MURI DI SOSTEGNO IN TERRA ARMATA – TABULATI DI CALCOLO .....	29
<b>6. APPENDICE: SPECIFICHE TECNICHE PER STRUTTURE IN TERRA ARMATA.....</b>	<b>38</b>
6.1 PARAMENTO ESTERNO .....	38
6.2 CALCESTRUZZO DI LIVELLAMENTO .....	39
6.3 RINFORZI IN ACCIAIO ZINCATO AD ADERENZA MIGLIORATA.....	40
6.4 BULLONI DI FISSAGGIO .....	40
6.5 GIUNTI PER PANNELLI.....	41
6.6 RILEVATO .....	41
6.7 PREPARAZIONE DEL PIANO DI POSA .....	44
6.8 MONTAGGIO.....	44
6.9 COSTRUZIONE DEL RILEVATO.....	44
<b>7. OPERE PROVVISORIALI .....</b>	<b>49</b>
7.1 PREMESSA.....	49
7.2 DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	50
7.3 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....	58
7.4 CRITERI DI VERIFICA DELLE PARATIE .....	60

7.5	CRITERI DI VERIFICA DEGLI ANCORAGGI.....	62
7.6	VERIFICHE ESEGUITE.....	63
7.7	SEZIONE DI CALCOLO PALANCOLATO SCHEMA “SEZIONE 15” .....	70
7.8	SEZIONE DI CALCOLO PALANCOLATO SCHEMA “SEZIONE 17” .....	79
7.9	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEGLI SCAVI E OPERE PROVVISORIALI.....	91

## 1. PREMESSA

Nella presente relazione vengono illustrate le verifiche geotecniche, gli scavi e le opere provvisoriale relative alla realizzazione dei muri in Terra Armata TA396, TA397 e TA398, previsti nell'ambito della progettazione definitiva dell' "Autostrada A13 (Bologna-Padova), Ampliamento alla terza corsia del tratto tra Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud".

I muri in oggetto sono previsti a sostegno dei rilevati di approccio del Cavalcavia Altedo, lungo la viabilità interferita omonima.

In presenza di terreni molto compressibili, le scelte progettuali effettuate derivano dalla necessità di minimizzare i cedimenti dei rilevati. A tal fine il nuovo cavalcavia verrà realizzato con spalle "a setto" indipendenti dalle rampe (spinte del terreno trascurabili) e le rampe di approccio volumetricamente contenute con muri di sostegno in terra armata, anche in corrispondenza della spalla, e ulteriormente alleggerite con argilla espansa di riempimento.

Nel documento verranno affrontati i seguenti aspetti:

- richiamo delle condizioni geotecniche: stratigrafia, parametri di progetto, falda;
- dimensionamento e verifiche muri in TA;
- dimensionamento e verifiche opere provvisoriale.

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-APE0009 - Planimetrie e Profili Geotecnici.
- STD0621 - Planimetria di progetto e di tracciamento, profilo longitudinale e sezioni tipo.
- STR0621 - Carpenteria generale nuovo cavalcavia.
- APE1191 – Carpenterie – Planimetria, prospetti e sezioni TA396, TA397, TA398.
- APE1192 – Scavi e opere provvisionali – Pianta, Prospetti e sezioni TA396-tav 1/2.
- APE1193 – Scavi e opere provvisionali – Pianta, Prospetti e sezioni TA396-tav 2/2.
- APE1194 – Scavi e opere provvisionali – Pianta, Prospetti e sezioni TA397.
- APE1195 – Scavi e opere provvisionali – Pianta, Prospetti e sezioni TA398.

## 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 an 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

- Valdez - Ver. 5.1 – Taisoft. Per il calcolo delle strutture in terra armata a paramento verticale. Il calcolo è condotto seguendo le linee guida delle Norme Francesi AFNOR NF P 94-270 “Calcul geotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué”.
- “PARATIE” (analisi sollecitazioni e deformazioni di paratie in condizioni piane metodo elasto-plastico) – Versione 7.0 della HarpaCeas s.r.l. di Milano
- Rockscience - 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 TERRE ARMATE

Nella redazione del presente progetto è stato previsto l'impiego dei seguenti materiali:

##### Calcestruzzo

Pannelli in calcestruzzo armato o meno, Classe C32/40:

- resistenza caratteristica a compressione  $R_{ck} > 40\text{N/mm}^2$

La classe di resistenza sopra indicata è stata determinata considerando una classe di esposizione XC4 (ciclicamente asciutto e bagnato) + XF2 (moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante).

Il cordolo di livellamento è gettato in opera a cura dell'Impresa ed è in magrone di classe superiore alla C12/15 ( $R_{ck} > 15\text{ N/mm}^2$ ).

##### Acciaio

Armatura lenta pannelli in calcestruzzo (ove presente), acciaio Tipo B450C:

- tensione di rottura a trazione:  $\geq 540\text{ MPa}$
- tensione di snervamento:  $\geq 450\text{ MPa}$
- allungamento percentuale a rottura:  $\geq 22\%$

Armature metalliche di rinforzo del terreno, acciaio Tipo S355J0:

- tensione di rottura a trazione:  $\geq 510\text{ MPa}$
- tensione di snervamento:  $\geq 355\text{ MPa}$
- allungamento percentuale a rottura:  $\geq 22\%$

Bulloni di fissaggio:

- tensione di rottura a trazione:  $\geq 1000\text{ MPa}$
- tensione di snervamento:  $\geq 900\text{ MPa}$
- allungamento percentuale a rottura:  $\geq 9\%$

Per le caratteristiche dei rilevati, vedasi Appendice.

Per maggiori dettagli relativi a caratteristiche e requisiti di materiali e componenti si rimanda alle Specifiche Tecniche, nonché ai disegni di progetto.

### 3.2 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 (mm<sup>2</sup>) 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 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 – BF19 – C	Tecno-in C-2011	20+447.0 0	8.42	40.00	CH
TA (....) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante)					

### 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 +8.42 m s.l.m. ed i parametri geotecnici di progetto.

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

Unità	Descrizione
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 o debolmente torboso
4	Torba

Tabella 3: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Profondità	Unità	z <sub>w</sub>	N <sub>spt</sub>	V <sub>s</sub>	γ <sub>n</sub>	D <sub>r</sub>	φ' (*)	c' (*)	c <sub>u</sub> (*)	G <sub>0</sub>	E <sub>25</sub>	M
Q <sub>ref</sub> p.c.: 8.42 m slm	(-)	(m)	(colpi)	(m/s)	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
0.00-0.90	1	1.2	-	120	19	-	22-25	5	40-60	28	-	4.8-7.2
0.90-1.50	3	1.2	3	80	17	-	20-24	0	20-40	11	-	2.4-4.8
1.50-1.80	4	1.2	-	80	10.0-13.0(**)	-	-	-	5-15(**)	8	-	0.5-1(**)
1.80-4.50	3	1.2	10	153	17	-	20-24	0-5	40-70	41	-	4.8-8.4
4.50-9.50	1	1.2	7-9	224	19.5	-	22-25	5-10	40-70	100	-	4.8-8.4
9.50-11.70	1a	1.2	9	212	19.5	40-60	33-35	0	-	89	5-10	-
11.70-14.80	2	1.2	10	174	19	-	20-25	5-10	50-100	62	-	6-8.4
14.80-19.00	2a	1.2	9	177	19.5	35-50	32-34	0	-	62	8-16	-
19.00-24.80	2	1.2	8	224	19.5	-	20-25	0-5	50-90	97	-	6-10.8
24.80-32.50	2a	1.2	7-10	218	19.5	25-40	30-32	0	-	94	5-10	-
32.50-40.00	2	1.2	8-9	234	19	-	20-25	0	50-90	109	-	6-10.8

dove:

- intervallo di valori (min – max);

÷ linearmente variabile (da ÷ a).

Q<sub>ref</sub> = quota assoluta inizio caratterizzazione (m slm);z<sub>w</sub> = profondità falda da p.c. (m) (minima soggiacenza risultante da misura effettuata nel piezometro localizzato a 100 m di distanza in corrispondenza del S-BF19-C);N<sub>SPT</sub> = resistenza penetrometrica dinamica da prova SPT (colpi/30cm)(se presente);V<sub>s</sub> = velocità onde di taglio (m/s) (se eseguita prova Cross Hole);γ<sub>n</sub> = peso di volume naturale (kN/m<sup>3</sup>);D<sub>r</sub> = 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;

(\*\*) = valori ottenuti da letteratura, in assenza di prove specifiche;

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

c' = coesione efficace (kPa);

c<sub>u</sub> = resistenza al taglio in condizioni non drenate (kPa);G<sub>0</sub> = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa) ( se eseguita prova Cross Hole);E<sub>25</sub> = modulo di deformazione elastica operativo E<sub>25</sub> 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 alla quota 1.2 m da p.c., come da indagine S-BF19-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 SBF19-C risulta  $V_{s,30} = 195$  m/s, 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 C**, ossia *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m”*.

## 5. TERRE ARMATE

### 5.1 PREMESSA

Il presente capitolo riguarda il dimensionamento interno dei massicci in terra armata a paramento verticale in calcestruzzo inseriti nel progetto dell'Ampliamento alla terza corsia dell'Autostrada A13 nel tratto Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud.

In particolare, l'opera oggetto di questa relazione è il Cavalcavia svincolo Stazione ALTEDO, alla progr. 020+476.

Le opere predisposte in terra armata consistono in tre muri di sostegno, formanti in pianta una "C", con funzione di contenimento del terreno a tergo di ciascuna delle 2 spalle in cemento armato del cavalcavia; allontanandosi dalle spalle, i quattro andatori, di diversa lunghezza tra di loro, sono ancora in terra armata con funzione di sostegno diretto della sede stradale. L'opera in terra armata realizzata nella rampa NU è invece presente solo lungo un'estremità dell'opera stradale.

Il paramento di tutti i muri è verticale con pannelli prefabbricati cruciformi in calcestruzzo.

Nella redazione della presente nota di calcolo si è esaminata nel dettaglio la Sezione 15 (H = 8.70 m) e la Sezione 21 (H = 7.28 m), considerate le più rappresentative.

La stratigrafia ed i parametri geotecnici di progetto dei terreni in sito sono presenti nel Capitolo 4.

Nel seguito vengono affrontati i seguenti aspetti:

- metodologia di calcolo terra armata;
- criteri di progettazione;
- ipotesi di calcolo
- risultati del calcolo con le verifiche del numero e della lunghezza delle armature per le sezioni più significative.

## 5.2 GENERALITÀ DELLA TERRA ARMATA

La tecnologia della terra armata permette di realizzare opere di sostegno a gravità con un materiale da costruzione composito, costituito appunto da terra ed armature di rinforzo. L'attrito fra le armature, piattine ad aderenza migliorata in acciaio, zincato o meno, ed il rilevato viene sfruttato per trattenere un paramento esterno la cui funzione è di contenere il terreno immediatamente a tergo di esso. La restante parte del riempimento, grazie alle armature, è resa monolitica ed è assimilabile ad un muro a gravità dotato di grande flessibilità e capacità di adattarsi a differenti condizioni di esercizio. Visto il principio di funzionamento, sono importanti nel dimensionamento le caratteristiche fisiche del rilevato: angolo di attrito, coesione e peso specifico. Le armature sono calcolate in base agli sforzi di trazione trasmessi dal terreno grazie all'aderenza. Lunghezza, sezione e densità di armature sono valutate in funzione della spinta della terra e dei carichi esterni.

La verifica della stabilità di un'opera in terra armata non differisce molto da quella di un muro a gravità. Il dimensionamento interno lo si esegue a partire da una classificazione della struttura in termini di tempo (opera temporanea o permanente), di durata di servizio o vita nominale (5, 30, 70, 100, 120 anni), di tipologia o classe d'uso e livello di sicurezza (spalle di ponte, muri di sostegno etc.). A ciascuno di questi dati di progetto, il metodo di calcolo agli Stati Limite Ultimi associa fattori di sicurezza parziali differenziati in base alla situazione specifica.

Particolarmente importante è il concetto di *durata di servizio o vita nominale*, che serve a tenere conto del fenomeno della corrosione delle armature. Infatti il calcolo delle armature viene eseguito effettuando un sovradimensionamento iniziale della sezione di acciaio considerando cioè per questa uno spessore ridotto rispetto a quello reale per tener conto della corrosione nel tempo. Tale riduzione, detta "spessore di sacrificio delle armature" è pari alla quantità di acciaio che andrà persa durante la *vita di servizio* dell'opera. In sostanza le armature vengono calcolate nelle condizioni in cui si troveranno al termine di tale periodo.

Il calcolo è condotto seguendo le linee guida delle Norme Francesi AFNOR NF P 94-270:

“ *Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué*”. Ogni riferimento alle normative, se non altrimenti specificato, è da intendersi alla NF P 94-270.

### 5.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE: NORMATIVA E COMBINAZIONI DI CARICO

Per la valutazione della sicurezza delle opere in terra armata si adottano i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego di coefficienti parziali di sicurezza.

Le verifiche di sicurezza, sia esterne che interne alla struttura in terra armata, sono condotte nel rispetto della condizione generale del metodo agli Stati Limite Ultimi :

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto prodotto dalle combinazioni di azioni di progetto, mentre  $R_d$  è il valore della resistenza di progetto dei materiali valutata in base ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate.

Le azioni di calcolo vanno determinate applicando i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle grandezze interessate, secondo determinate combinazioni, delle quali si riporta la "fondamentale":

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$$

e quella "sismica":

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Secondo i principi generali delle N.T.C., la progettazione geotecnica dei muri in terra armata si basa sulle verifiche agli stati ultimi (EQU; STR; GEO); a tutti questi stati sono associati gruppi di coefficienti parziali (A1, A2; M1, M2; R1, R2, R3) che possono essere diversamente raggruppati e combinati tra loro in funzione del tipo e delle finalità delle verifiche.

Le verifiche strutturali e geotecniche in terra armata sono condotte secondo approccio progettuale n.1 (Approccio 1, Combinazione 2) che prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (A2+M2+R2) mentre la verifica al ribaltamento considera i coefficienti dello stato limite di equilibrio del corpo rigido (EQU) con i coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

In virtù della maggiore completezza della normativa francese per questo tipo di opere, ed in relazione anche all'esperienza pluridecennale maturata in tutto il mondo dal gruppo T.A.I. (Terre Armée Internationale) che adotta questa metodologia di calcolo da quaranta anni, quando necessario si seguono le linee guida della vigente normativa francese AFNOR NF P 94-270 luglio 2009 "Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué".

Riepilogando, nella successiva tabella sono rappresentati i diversi coefficienti parziali presi in considerazione per le verifiche dei muri in terra armata.

**Tabella 4: Coefficienti parziali considerati per le verifiche dei muri in terra armata**

		EFFETTO	GRUPPO COEFF.	Simbolo N.T.C.	Simbolo T.A.	VALORE	
AZIONI $\gamma_F$	CARICHI PERMANENTI	Favorevole	A2	$\gamma_G$	LFw	<b>1.0</b>	
		Sfavorevole				<b>1.0</b>	
	CARICHI VARIABILI	Favorevole		$\gamma_Q$	LFq	<b>0.0</b>	
		Sfavorevole				<b>1.3</b>	
PARAMETRI TERRENO $\gamma_M$	Tangente dell'angolo di resistenza al taglio $\tan \phi'$		M2			<b>1.25</b>	
	Coesione efficace $c'$					$\gamma_{c'}$	<b>1.25</b>
	Coesione non drenata $c_u$					$\gamma_{c_u}$	<b>1.4</b>
	Peso dell'unità di volume $\gamma$					$\gamma_r$	<b>1.0</b>
RESISTENZE $\gamma_R$	Capacità portante della fondazione		R2	$\gamma_R$	FSc	<b>1.0</b>	
	Scorrimento				FSg	<b>1.0</b>	
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI	TRAZIONE NEI RINFORZI	- D'ACCIAIO (*)	M2	$\gamma_S$	FSt	<b>1.15</b>	
	ATTRITO TERRENO/RINFORZO					FSf	<b>1.0</b>
	RIBALTAMENTO					FSr	<b>1.50</b>

(\*) La resistenza dei rinforzi in acciaio viene valutata a partire dal valore limite elastico di snervamento diviso per il coefficiente parziale sull'acciaio  $\gamma_S$  (simbolo T.A.: FSt) secondo l'espressione:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$ . Si ha quindi:  $f_{yd} = 355 / 1,15 = 308$  MPa

In caso di calcolo sismico, i coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_F$  ( $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$ ) sono pari ad 1.00.

Ad integrazione di quanto sopra, il programma di calcolo utilizzato per le verifiche dei muri considera tre combinazioni di carico:

- La combinazione 1 prevede il carico variabile solo dietro il terreno rinforzato, col valore minimo del peso di volume del terreno rinforzato: tale condizione risulta determinante ai fini della verifica esterna a scorrimento e ribaltamento, oltre che alla verifica interna a sfilamento dei rinforzi.
- La combinazione 2 prevede il carico variabile sia dietro che sopra il muro, col valore massimo del peso di volume dei terreni: tale condizione risulta determinante per la valutazione dei carichi massimi in fondazione ai fini della capacità portante del terreno di fondazione, oltre che per la verifica interna alla rottura dei rinforzi;

- La combinazione 3 non prevede carico variabile e considera pari all'unità i coefficienti parziali dei carichi permanenti, col valore massimo del peso di volume dei terreni: tale condizione risulta determinante per la valutazione dei cedimenti del terreno di fondazione a lungo termine.

Sempre secondo la Normativa Francese AFNOR NF P 94-270, il programma di calcolo adottato per le verifiche dei muri prevede la possibilità di considerare due diversi pesi di volume per il terreno rinforzato e per quello spingente e di considerare anche la tipologia di sovraccarico (stradale, ferroviario, sovrastrutture, etc), oltre alla già citata possibilità di differenziare la presenza del carico variabile sul terreno rinforzato e/o sul rilevato retrostante.

Si vuole evidenziare che la verifica al ribaltamento di un muro in terra armata, considerato come corpo rigido secondo gli stati limite ultimi EQU, anche se riportata in questa relazione per rispetto della Normativa, perde di significato in quanto il meccanismo di rottura non avviene per rotazione rigida attorno al piede del muro, ma per progressiva deformazione dello stesso con superfici di scorrimento interne al muro; la verifica al ribaltamento fornisce piuttosto indicazioni sulla deformabilità e sulla snellezza dell'opera.

Il programma di calcolo adottato nelle verifiche delle sezioni dei muri in terra armata (VALDEZ Vers. 5.1) effettua le verifiche di ribaltamento, scorrimento sul piano di posa, rottura ed aderenza degli elementi di rinforzo del terreno.

#### 5.4 IPOTESI DI CALCOLO

Il dimensionamento delle strutture in progetto è stato eseguito con riferimento a quanto riportato nella seguente tabella ed eventualmente integrato e dettagliato nel proseguo del paragrafo. Per le altezze delle sezioni di calcolo si rimanda ai relativi tabulati ed alle tavole di progetto.

Tabella 5: Dati di calcolo per i muri in terra armata

CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA	VITA NOMINALE $V_N$	50 ANNI OPERA PERMANENTE		
	SOTTOCLASSE (per T.A.) Livello di sicurezza	ORDINARIO		
	AMBIENTE DI ESERCIZIO	A SECCO		
CARATTERISTICHE DEI COMPONENTI STRUTTURALI	TIPO DI PARAMENTO	PANNELLI CLS		
	INCLINAZ. PARAMENTO	90°		
	TIPO DI ARMATURE	HA 50 x 4 mm		
	SPESS. DI SACRIFICIO	1.50 mm		
AZIONI PERMANENTI (G)  (Dati geotecnici)	TERRA ARMATA (*)	$\gamma_1 = 8-10$ e $18-20$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi_1 = 34^\circ$	$c_1 = 0$ kPa
	RILEVATO A TERGO (*)	$\gamma_2 = 12$ e $20$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi_2 = 34^\circ$	$c_2 = 0$ kPa
	FONDAZIONE (*)	$\gamma_3 = 19.5$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi_3 = 24^\circ$	$c_3 = 0$ kPa
AZIONI VARIABILI (Q)		Sovraccarico stradale $q = 20$ kPa (Caso Statico) Sovraccarico stradale $q = 4$ kPa (Caso Sismico)		
AZIONE SISMICA (E)	CLASSE D'USO	CLASSE IV Coefficiente d'uso $C_U = 2.0$		
	PERIODO DI RIFERIM.	$V_R = V_N \times C_U = 100$ anni		
	PERICOLOSITA' SISMICA (**)	Stato Limite: ULTIMO: <b>SLV</b> Accelerazione massima orizzontale al suolo, comprensiva del coefficiente di sottosuolo e topografico: <b><math>a_{max} = 0.347 \cdot g</math></b> Coefficiente di riduzione <b><math>\beta_m = 0.31</math></b>		
		COEFFIC. SISMICO (***)	Orizzontale	<b><math>k_h = a_{max}/g \cdot \beta_m = 0.347 \cdot 0.31 = 0.11</math></b>
Verticale	<b><math>k_v = 0.5 \cdot k_h = 0.5 \cdot 0.11 = 0.06</math></b>			

(\*) Valori caratteristici senza l'applicazione ancora del fattore di riduzione.

(\*\*) Poiché in valore complessivo la differenza di pericolosità sismica tra le diverse opere del tratto autostradale in argomento è modesta, e modesti sono in genere gli effetti sismici sulle strutture in terra armata, a scopo di semplificare le relazioni di calcolo pur a vantaggio di sicurezza, si è adottato il valore massimo di azione sismica, applicandolo uguale a tutte le opere considerate.

(\*\*\*) Per tener conto dell'amplificazione dell'azione sismica in funzione dell'altezza del muro, il programma di calcolo incrementa globalmente l'accelerazione sismica di calcolo che, secondo la teoria di Seed e Whitman (per  $0.05 < a_g/g < 0.45$ ), diventa pari a:  $a_d/g = a_g/g (1.45 - a_g/g)$ .

## 5.4.1 Dati generali

### 5.4.1.1 Classificazione della struttura

La durata di servizio e l'ubicazione dell'opera, cioè la presenza o meno d'acqua dolce, determinano lo spessore sacrificato per corrosione dell'acciaio utilizzato (vedasi tabella seguente tratta dalle Norme AFNOR NF A 05-252).

**Tabella 6: Spessori di sacrificio (in millimetri)**

Metallo	Durata di servizio							
	5 anni		30 anni		70 anni		100 anni	
	Nero	Zincato	Nero	Zincato	Nero	Zincato	Nero	Zincato
Ubicazione:								
A secco	0.5	0	1.5	0.5	3	1.0	4	1.5
In acqua dolce	0.5	0	2.0	1.0	4	1.5	5	2.0

*Nero = acciaio non zincato;*

*Zincato = acciaio zincato a caldo, con un rivestimento minimo in zinco di 500 g/m<sup>2</sup>, pari ad uno spessore minimo di 70 μ.*

La distinzione tra livello di sicurezza "ordinario" per le opere "correnti" (ad es. muri semplici in terra armata) ed "alto" per strutture "sensibili" (ad esempio per spalle da ponte e muri ferroviari) non viene operata, in accordo con le N.T.C..

### 5.4.1.2 Rinforzi

Il materiale impiegato è l'acciaio, generalmente zincato.

Per ogni tipo di rinforzo utilizzato nella costruzione della struttura, sono qui indicate la larghezza  $b$ , lo spessore iniziale  $e_0$ , lo spessore di sacrificio  $e_s$ , precedentemente definito, di cui si è tenuto conto nei calcoli, nonché il tipo di acciaio costituente il rinforzo stesso.

Sono inoltre indicate le tensioni ammissibili  $T_r$  e  $T_{r0}$  del singolo rinforzo, rispettivamente nella sezione corrente e nella sezione all'attacco:

$$T_r = f_{yk} (b - b_t) (e_0 - e_t - e_s) / \gamma_s$$

in cui  $f_{yk}$  è il limite elastico relativo al tipo di acciaio utilizzato.

Le dimensioni sono tutte in mm, " $b_t$ " ed " $e_t$ " sono le tolleranze di fabbricazione rispettivamente sulla larghezza e sullo spessore dei rinforzi.

Il coefficiente parziale sulla resistenza dell'acciaio vale  $\gamma_s = 1.15$ .

$T_{R0}$  è calcolato allo stesso modo, tenendo conto della riduzione della sezione resistente dell'armatura dovuta al foro per il bullone e della metà dello spessore di corrosione grazie alla presenza dell'attacco a stretto contatto con la zona di rinforzo vicina al foro del bullone.

#### 5.4.1.3 Paramento

Viene specificato il tipo di paramento utilizzato.

I pannelli standard sono cruciformi, prefabbricati in calcestruzzo, con uno spessore di 14 cm.

#### 5.4.1.4 Dati relativi alle azioni sismiche (se presenti)

Per tener conto dell'aumento dell'accelerazione sismica al suolo  $a_g$  con l'altezza del muro all'interno dello stesso, il programma di calcolo provvede automaticamente ad applicare un'accelerazione sismica di calcolo maggiorata rispetto al valore di calcolo al suolo e che, secondo la teoria di Seed e Whitman (per  $0.05 < a_g/g < 0.45$ ) è pari a:

$$a_d/g = a_g/g (1.45 - a_g/g)$$

Il fattore di riduzione dell'azione sismica in senso verticale  $m = a_{vg}/a_g$  è una frazione dell'azione sismica orizzontale, variabile da 0.00 a 1.00. Con il segno "+" si intende una variazione dinamica delle masse coinvolte verso il basso, mentre con il segno "-" la variazione delle masse è verso l'alto del muro.

Gli altri parametri che compaiono sono validi per diversi Paesi esteri, e pertanto verranno posti uguali a 1.00 se non utilizzati; nel valore di calcolo dell'azione sismica già si è tenuto conto dei parametri citati dalla vigente Normativa Italiana (N.T.C.).

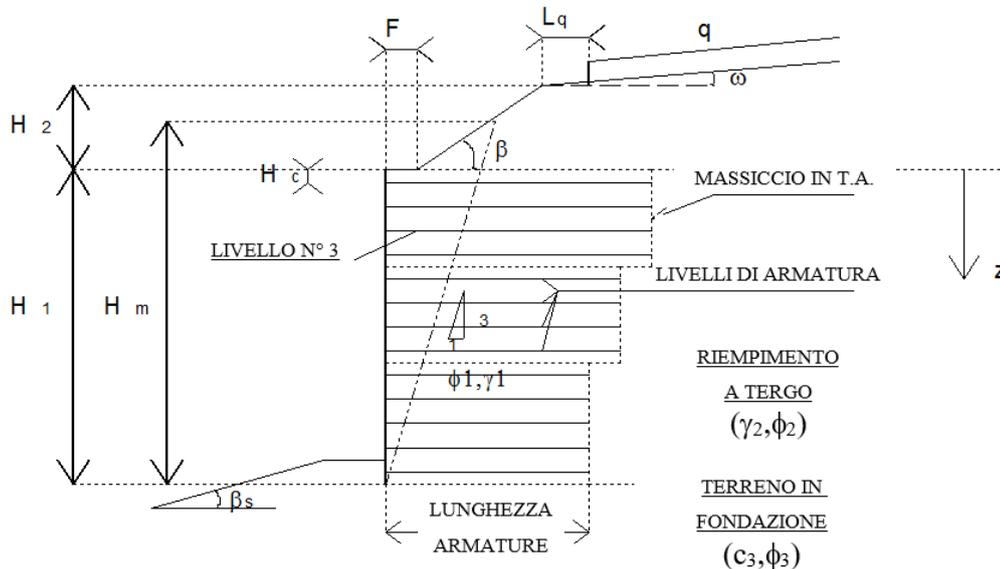
## 5.4.2 Caratteristiche della sezione

### 5.4.2.1 Sezione (seguita dalla sigla d'identificazione della sezione stessa)

#### 5.4.2.1.1 Dati sezione

##### 5.4.2.1.1.1 Geometria della sezione

STRUTTURA IN T.A.: La figura seguente esplicita il significato dei simboli per l'input dei dati:



**Figura 1: Sezione trasversale di un muro in terra armata (es. sezione trapezoidale)**

Nel caso di sezione rettangolare, che corrisponde ad una sezione con la lunghezza delle armature costante, la Nota di Calcolo indica una sola lunghezza delle armature.

SOVRACCARICHI: Vengono indicati entità e posizione dei carichi variabili applicati.

##### 5.4.2.1.1.2 Caratteristiche dei terreni

- MASSICCIO IN T.A. (terreno 1): sono indicati la densità massima e minima ( $\gamma_1$ ) e l'angolo di attrito interno ( $\phi_1$ ).
- TERRENO A TERGO DELLA STRUTTURA (terreno 2): sono indicati la densità ( $\gamma_2$ ) e l'angolo di attrito interno ( $\phi_2$ ).
- TERRENO DI FONDAZIONE (terreno 3): sono indicati l'angolo di attrito interno ( $\phi_3$ ) e la coesione ( $c_3$ ).

Per il significato dei simboli, vedi la precedente figura.

5.4.2.1.1.1 Spinta delle terre

Il diagramma della spinta delle terre applicata a tergo del muro dipende dalla geometria del terrapieno soprastante e dal carico variabile.

La spinta delle terre è inclinata sull'orizzontale di un angolo  $\delta$  il cui valore dipende dalla flessibilità della struttura. Tale angolo viene computato come di seguito:

$$\delta = 0.8(1 - 0.7 \frac{L'}{H})\Phi_1 + [\beta_e - 0.8(1 - 0.7 \frac{L'}{H})\Phi_1] \sqrt{\frac{X}{H}}$$

in cui:

$$L' = \frac{S}{H} = \frac{W}{\gamma_1 H}; \quad \beta_e = \frac{3\beta + \Phi_2}{4} \quad \text{e} \quad X = \frac{K_{2y}}{K_{2x} - K_{2y}} D \tan \beta$$

I coefficienti di spinta in condizioni statiche,  $K_{2x}$  e  $K_{2y}$ , sono dati da:

$$K_{2x} = \frac{(\cos^2 \Phi_2 / \cos \delta)}{[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi_2 + \delta) \sin(\Phi_2 - \beta)}{\cos \delta \cos \beta}}]^2} \quad K_{2y} = \frac{(\cos^2 \Phi_2 / \cos \delta)}{[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi_2 + \delta) \sin(\Phi_2 - \omega)}{\cos \delta \cos \omega}}]^2}$$

La spinta dovuta al terrapieno è calcolata come:  $P = \frac{1}{2} K_{2x} \gamma_2 X^2 + K_{2x} \gamma_2 XY + \frac{1}{2} K_{2y} \gamma_2 Y^2$

Nel caso di calcolo in zona sismica, due ulteriori coefficienti di spinta in condizioni dinamiche,  $K_{aex}$  e  $K_{aey}$ , compaiono nei calcoli. Tali coefficienti sono calcolati seguendo le formule proposte da Mononobe-Okabe:

$$K_{aex} = \left[ \frac{(\cos \Phi_2 - \zeta)}{\cos \zeta [1 + \sqrt{\frac{\sin \Phi_2 \sin(\Phi_2 - \zeta - \beta)}{\cos \zeta \cos \beta}}]} \right]^2 \quad K_{aey} = \left[ \frac{(\cos \Phi_2 - \zeta)}{\cos \zeta [1 + \sqrt{\frac{\sin \Phi_2 \sin(\Phi_2 - \zeta - \omega)}{\cos \zeta \cos \omega}}]} \right]^2$$

in cui  $\zeta = \arctan(0.5 \times a_n/g)$  (per  $\zeta = 0 \rightarrow K_{aex} = K_{0x}$  e  $K_{aey} = K_{0y}$ )

Le azioni sismiche dinamiche (o pseudo statiche) dovute al terrapieno sono dunque:

a) incremento dinamico della spinta dovuta al terrapieno  $E_{ae}$

b) sforzi d'inerzia globale:  $E_i = E_{im}$  (massiccio) +  $E_{ir}$  (terreno sopra il massiccio)

c) variazioni dinamiche:  $dW = dW_m$  (massiccio) +  $dW_r$  (terreno sopra il massiccio)

### 5.4.3 Combinazioni di carico e livelli di sicurezza

La tabella seguente presenta i coefficienti parziali sulle azioni per le tre combinazioni di carico statiche e le due sismiche esaminate.

**Tabella 7: Combinazioni di carico e coefficienti parziali**

Combinazioni di carico	$LF_w = \gamma_{G1}$ Pesi propri della struttura	$LF_p = \gamma_{G2}$ Spinta del terreno a tergo della struttura	$LF_{q1} = \gamma_{Q1}$ Sovraccarico sopra la struttura	$LF_{q2} = \gamma_{Q2}$ Spinta dovuta al sovraccarico	Densità del terreno costituente il muro in T.A.
<b>CASO STATICO</b>					
1	1.00	1.00	0.00	1.30	Min.
2	1.00	1.00	1.30	1.30	Max.
3	1.00	1.00	0.00	0.00	Max.
<b>CASO SISMICO</b>					
1s	1.00	1.00	0.00	1.00	Min.
2s	1.00	1.00	1.00	1.00	Max.

La combinazione 1s è per la stabilità esterna, la combinazione 2s è per la stabilità interna.

Ad ognuna delle combinazioni di carico studiate nel caso sismico corrispondono due sottocasi:

- + dW: accelerazione verticale diretta in basso;
- dW: accelerazione verticale diretta in alto.

### 5.4.4 Stabilità esterna

I calcoli sono eseguiti sulla larghezza di 1 metro.

#### 5.4.4.1 Capacità portante

Per ogni combinazione di carico considerata, il programma calcola:

- $R_v$  ed  $R_h$  Risultanti delle forze verticali ed orizzontali (in kN/m);
- $M_s$  ed  $M_r$  Momento stabilizzante e momento ribaltante (in kNm/m) rispetto al punto esterno alla base del paramento;
- $q_{ref}$  pressione di riferimento di Meyerhof esercitata sulla base (in kPa);  
 $q_{ref} = R_v/2x = R_v^2/2M$
- $2x$  larghezza su cui si applica la pressione  
 $(2x = L - 2e \quad \text{con } e = \text{eccentricità baricentrica})$

Il valore della pressione massima applicata al terreno di fondazione  $q_{\max} = q_{\text{ref}} / LFW_1 = q_{\text{ref}} / \gamma_{G1}$  va confrontata con la capacità portante del terreno, rispettando i coefficienti di sicurezza di Normativa.

La profondità minima di infissione della struttura nel terreno è calcolata in funzione di  $q_{\text{ref}}$  e della pendenza della scarpata su cui poggia il muro; generalmente è maggiore o uguale a 0.40 m.

#### 5.4.4.2 Slittamento e ribaltamento

Per ogni combinazione di carico (la combinazione 3 non viene considerata poiché utilizzata solo per la valutazione dei cedimenti), il programma calcola il coefficiente di sovradimensionamento nei confronti dello slittamento sul piano di fondazione,  $\Gamma$ , dato da:

$$\Gamma = \frac{R_v \times \frac{\tan \phi}{FS_g} + \frac{c}{FS_{gc}} \times L}{\gamma_{F3} \times R_h}$$

in cui  $\phi$  e  $c$  sono alternativamente l'angolo di attrito interno e la coesione del materiale costituente il massiccio in terra armata (per garantirsi contro lo slittamento all'interno della struttura) o del terreno costituente la fondazione (per garantirsi contro lo slittamento all'interno di quest'ultimo). Il coefficiente di sicurezza introdotto  $\gamma_{F3} = FS_g$  è pari a 1.00.

Il programma calcola anche, per ogni combinazione di carico considerata, i valori minimi dell'angolo di attrito interno e della coesione al contatto tra terreno costituente la fondazione e massiccio in terra armata (entrambi considerati o puramente attritivi o puramente coesivi).

Il Fattore di sovradimensionamento nei confronti del ribaltamento per un'opera in terra armata non ha il classico senso fisico ma fornisce un'indicazione sulla entità delle deformazioni che potrà subire il muro.

La verifica viene condotta calcolando la somma dei momenti stabilizzanti  $M_s$  e la somma di quelli ribaltanti  $M_r$ , rispetto al piede esterno del muro. Dovrà essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:  $M_s > M_r \cdot FS_r$ , con  $FS_r = 1.50$ .

I valori riportati dal tabulato sono già divisi per  $FS_r$ , ovvero è sufficiente che siano uguali o superiori a 1.00 perché la sicurezza al ribaltamento sia verificata.

### 5.4.5 Stabilità interna

La larghezza di calcolo dipende dalla tipologia del paramento.

#### 5.4.5.1 Rottura dei rinforzi: trazione vicino al paramento

Il programma di calcolo, per ogni livello di rinforzi e per ogni condizione di carico, calcola la tensione massima **Tmax** agente, e la tensione all'attacco tra rinforzo e paramento **To**, ottenuta come percentuale di Tmax in funzione della flessibilità del paramento stesso, e le confronta con la resistenza a trazione dei rinforzi del terreno, ottenendo i fattori di sovradimensionamento nei confronti della rottura.

Il tabulato fornisce i risultati del calcolo, per ogni livello di rinforzo:

- Colonna 1: il numero di riferimento del livello di rinforzi considerato.
- Colonna 2: la sua profondità z (in m) rispetto alla testa del muro.
- Colonna 3:  $\delta$  = la porzione di paramento di competenza di ciascun livello di rinforzi.
- Colonna 4: il valore di k, coefficiente di spinta, calcolato secondo la seguente espressione:  
$$k = k_0 (6-z)/6 + k_a (z/6) \quad \text{per } 0 < z < 6,0 \text{ m} \quad [k_0 = 1 - \sin \phi_1]$$
$$k = k_a \quad \text{per } z > 6,0 \text{ m} \quad [k_a = \tan^2 (45^\circ - \phi_1/2)]$$
- Colonna 5: type = il tipo di rinforzo.
- Colonna 6: Num = il numero di rinforzi presenti al livello considerato, nella larghezza di calcolo.
- Colonna 7: case = la combinazione di carico considerata.
- Colonna 8:  $\sigma_h$  = la tensione orizzontale =  $K \cdot \sigma_v$  ( $\sigma_v$  è la pressione verticale calcolata secondo Meyerhof, considerando il momento ribaltante)
- Colonna 9: Tmax (in kN) = valore della trazione massima in un rinforzo dello strato.
- Colonna 10: To (in kN) = valore della trazione in un rinforzo all' attacco col paramento.
- Colonna 11: Tr/Tm = valore del coefficiente di sovradimensionamento nei confronti della trazione massima nella sezione corrente dell'armatura.
- Colonna 12: Tro/To = valore del coefficiente di sovradimensionamento nei confronti della trazione massima nella sezione all'attacco col pannello.

L'ultima colonna, infine, definisce il tipo di pannello necessario.

#### 5.4.5.2 Slittamento delle armature

Il programma, per ogni livello di rinforzi e per ogni condizione di carico, calcola la tensione massima  $T_{max}$  agente e la resistenza massima  $T_f$  che l'attrito tra armatura e terreno circostante può mobilitare, e le divide tra di loro.

Il tabulato fornisce i risultati del calcolo, per ogni livello di rinforzo:

- Colonna 1: il numero di riferimento del livello di rinforzo considerato.
- Colonna 2: la sua profondità  $z$  (in m), rispetto alla testa del muro.
- Colonna 3:  
 $f^*$  = coefficiente di attrito apparente tra terreno e armature, con la seg. espressione:  
$$f^* = f_0^* (6 - z)/6 + \text{tg } \phi_1 (z/6) \quad \text{per} \quad 0 < z < 6,0 \text{ m}$$
$$f^* = \text{tg } \phi_1 \quad \text{per} \quad z > 6,0 \text{ m}$$

con generalmente  $f_0^* = 1,5$  oppure, ove applicabile,  $f_0^* = 1,2 + \log(D_{60}/D_{10})$
- Colonna 4:  $L$  (in m) = lunghezza totale dei rinforzi.
- Colonna 5:  $L_a$  (in m) = lunghezza di aderenza.
- Colonna 6:  $Z_a$  (in m) = altezza di terreno che contribuisce all'aderenza sul rinforzo.
- Colonna 7: type = tipo di rinforzo.
- Colonna 8: Num.= il numero di rinforzi presenti al livello considerato, nella larghezza di calcolo.
- Colonna 9: case = la combinazione di carico considerata.
- Colonna 10:  $T_{max}$  (in kN) = valore della trazione massima in un rinforzo dello strato.
- Colonna 11:  $T_f$  (in kN) = valore della resistenza d'attrito mobilizzata da un rinforzo.
- Colonna 12:  $T_f/T_m$  = valore del coefficiente di sovradimensionamento nei confronti dell'aderenza.

Infine, vengono riportate le quantità di rinforzi per una porzione di muro larga 3 metri.

## 5.4.6 Dati complementari

### 5.4.6.1 Scheda di standardizzazione

E' il nome della scheda contenente i parametri utilizzati dal programma per effettuare il calcolo delle sezioni, come indicato di seguito.

### 5.4.6.2 Metodo di calcolo

E' il metodo di calcolo utilizzato (per es.: Stati Limite oppure Tensioni Ammissibili).

### 5.4.6.3 Factors = Coefficienti

Sono riportati sinteticamente in tabella i coefficienti parziali utilizzati nelle verifiche delle sezioni di calcolo e citati nella presente nota.

### 5.4.6.4 Strips = Rinforzi

In questo punto sono riassunti, per ogni tipo di rinforzo utilizzato, le caratteristiche tecniche e geometriche dei rinforzi e del loro eventuale rivestimento.

### 5.4.6.5 Facing = Paramento

In questo paragrafo si precisano alcuni dati aggiuntivi relativi al tipo di paramento utilizzato.

**5.5 MURI DI SOSTEGNO IN TERRA ARMATA – TABULATI DI CALCOLO**

```
*****
*
*      Reinforced Earth : Program Valdez      *
*
*
*
*
*
*
*****
```

Job number : 2900

=====

Run number : 12

=====

Structure : A13 BOLOGNA-FERRARA SUD

=====

CAVALCAVIA SVINCOLO STAZIONE ALTEDO **SEZ. 15**

```
*****
*      1 . GENERAL DATA      *
*****
```

1 . 1 STRUCTURE CLASS :

B-----

Service life : 100 years

Site : No water

1 . 2 R.E. STRIPS :

-----

protection : Galvanized

Type 1: HA 50X4

-----

grade : 355.0 MPa

width b : 50.0 mm

thickness eo : 4.0 mm

sacrif. thick. es : 1.500 mm

Allowable tensile strength :

full section Tr : 37.43 kN

connection Tro : 27.40 kN

1 . 3 FACING: TERRACLASS

-----

1 . 4 SEISMIC DATA :

-----

Maximal horizontal acceleration ao/g : 0.11

Reduction factor of live loads : 0.20

Dynamic variation factor : 1

```
*****
*      2 . SECTION 12      *
*****
```

2 . 1 SECTION DATA :

-----

2 . 1 . 1 GEOMETRY :

-----

R.E MASS

Facing height Hf : 8.420 m R.E.backfill height H1 : 8.700 m  
Coping height Hc : 0.280 m Free board Ht : 0.000 m  
Slope height H2 : 0.00 m Mechanical height Hm : 8.700 m  
Slope angle Beta : 0.00 deg. Terrace angle Omega : 0.00 deg.  
Setback F : 0.00 m Angle at toe Beta\_s : 0.000

Strip Length : 8.00 m

SURCHARGES

Load q : 20.00 kPa Position Lq : 0.00 m  
Type : Road traffic

2 . 1 . 2 SOIL PROPERTIES :

R.E. BACKFILL

Density gamma1 maxi : 10.00 kN/m3 Friction phi1 : 28.35 deg.  
gamma1 mini : 8.00 kN/m3

GENERAL BACKFILL

Density gamma2 : 10.00 kN/m3 Friction phi2 : 28.35 deg.

FOUNDATION

Cohesion C3 : 0.00 kPa Friction phi3 : 19.60 deg.

2 . 1 . 3 EARTH PRESSURE :

Inclination of earth pressure at back of R.E. mass delta = 8.08 deg.

Earth pressure coefficients:

k2x = 0.000 k2y = 0.333 (Static)  
x = 0.000 m y = 8.700 m  
kaex = 0.000 kaey = 0.403 (Dynamic)  
x = 0.000 m y = 8.700 m

2 . 2 EXTERNAL STABILITY

2 . 2 . 1 EXTERNAL STABILITY :

case	Rv kN/m	Rh kN/m	M kNm/m	qref kPa	2.x m
1	594.81	199.09	1850.58	95.59	6.22
2	944.45	199.09	3288.16	135.64	6.96
3	725.87	124.61	2664.94	98.86	7.34
1s +dW	606.74	197.27	1853.73	99.30	6.11
-dW	564.99	197.27	1683.79	94.79	5.96
2s +dW	785.60	207.71	2538.50	121.56	6.46
-dW	733.40	207.71	2326.07	115.62	6.34

Minimum embedment depth = 0.40 m

2 . 2 . 2 SLIDING ON THE BASE - OVERTURNING :

case	SLIDING ON THE BASE			OVERTURNING	
	Overdesign factor slip in R.E.	minimal value slip in found.	phi(ø)	Overdesign factor Cohesion(kPa)	
1	1.61	1.06	18.51	-	2.47
2	2.56	1.69	11.90	24.46	3.87
1s	1.55	1.02	19.25	24.46	2.28

- 24.23

2 . 3 INTERNAL STABILITY

Calculation width : 3.00 m

2 . 3 . 1 STRIP RUPTURE - TENSILE LOAD AT FACING : Overdesign factors

layer	z m	deltah m	Strip		Ties		k	sigmah kPa	Tmax kN	To kN	Tr/Tm	Tro/To	
			type	Num.	Num.	case							
1	0.645	0.740	1	4	4	1	.507	2.65	1.47	1.25	25.48	21.94	UR4
						2	.507	16.48	9.15	7.78	4.09	3.52	
						1s	.507	2.62	2.24	1.91	16.68	14.37	
						2s	.507	5.30	4.00	3.40	9.36	8.06	
2	0.835	0.470	1	4	4	1	.502	3.40	1.20	1.02	31.21	26.87	UR4
						2	.502	17.28	6.09	5.18	6.14	5.29	
						1s	.502	3.36	1.98	1.68	18.92	16.29	
						2s	.502	6.21	3.25	2.76	11.51	9.92	
3	1.585	0.750	1	4	4	1	.480	6.29	3.54	3.01	10.58	9.11	UR4
						2	.480	20.30	11.42	9.71	3.28	2.82	
						1s	.480	6.15	4.27	3.63	8.77	7.55	
						2s	.480	9.60	6.48	5.51	5.77	4.97	
4	2.335	0.750	1	4	4	1	.459	9.02	5.07	4.31	7.38	6.35	UR4
						2	.459	23.11	13.00	11.05	2.88	2.48	
						1s	.459	8.73	5.74	4.88	6.52	5.61	
						2s	.459	12.72	8.26	7.02	4.53	3.90	
5	3.085	0.750	1	4	4	1	.438	11.61	6.53	5.55	5.73	4.93	UR4
						2	.438	25.70	14.46	12.29	2.59	2.23	
						1s	.438	11.12	7.10	6.04	5.27	4.54	
						2s	.438	15.58	9.90	8.41	3.78	3.26	
6	3.835	0.750	1	4	4	1	.417	14.07	7.92	6.73	4.73	4.07	UR4
						2	.417	28.09	15.80	13.43	2.37	2.04	
						1s	.417	13.33	8.36	7.11	4.47	3.85	
						2s	.417	18.20	11.40	9.69	3.28	2.83	
7	4.585	0.750	1	4	4	1	.396	16.40	9.23	7.84	4.06	3.49	UR4
						2	.396	30.27	17.03	14.47	2.20	1.89	
						1s	.396	15.37	9.53	8.10	3.93	3.38	
						2s	.396	20.58	12.76	10.84	2.93	2.53	
8	5.335	0.750	1	4	4	1	.375	18.62	10.47	8.95	3.57	3.06	UR4
						2	.375	32.26	18.14	15.51	2.06	1.77	
						1s	.375	17.24	10.60	9.06	3.53	3.02	
						2s	.375	22.72	14.00	11.97	2.67	2.29	
9	6.085	0.750	1	5	5	1	.356	20.85	9.38	8.32	3.99	3.29	R4+6
						2	.356	34.26	15.42	13.68	2.43	2.00	
						1s	.356	19.07	9.54	8.47	3.92	3.24	
						2s	.356	24.80	12.45	11.04	3.01	2.48	
10	6.835	0.750	1	6	6	1	.356	24.29	9.11	8.38	4.11	3.27	R6
						2	.356	38.12	14.30	13.15	2.62	2.08	
						1s	.356	21.93	9.24	8.49	4.05	3.23	
						2s	.356	28.18	11.93	10.97	3.14	2.50	
11	7.585	0.750	1	6	6	1	.356	28.07	10.53	10.02	3.56	2.73	R6
						2	.356	42.26	15.85	15.09	2.36	1.82	
						1s	.356	24.99	10.44	9.94	3.59	2.76	
						2s	.356	31.74	13.33	12.69	2.81	2.16	

12	8.335	0.740	1	6	6	1	.356	32.26	11.94	11.75	3.14	2.33	R6
						2	.356	46.71	17.28	17.01	2.17	1.61	
						1s	.356	28.28	11.59	11.40	3.23	2.40	
						2s	.356	35.52	14.64	14.41	2.56	1.90	

2 . 3 . 2 ADHERENCE : Overdesign factor

layer	z m	L m	La m	type	Num.	Ties	case	f*	Za m	Tmax kN	Tf kN	Tf/Tm	
1	0.645	8.00	5.50	1	4	4	1	1.397	0.645	1.47	3.84	2.62	
								2	1.397	0.645	9.15	24.17	2.64
								1s	1.397	0.645	2.24	3.07	1.37
								2s	1.397	0.645	4.00	6.23	1.56
2	0.835	8.00	5.53	1	4	4	1	1.366	0.835	1.20	4.90	4.08	
								2	1.366	0.835	6.09	25.17	4.13
								1s	1.366	0.835	1.98	3.92	1.98
								2s	1.366	0.835	3.25	7.24	2.23
3	1.585	8.00	5.65	1	4	4	1	1.246	1.585	3.54	8.67	2.45	
								2	1.246	1.585	11.42	28.61	2.50
								1s	1.246	1.585	4.27	6.93	1.62
								2s	1.246	1.585	6.48	10.85	1.67
4	2.335	8.00	5.78	1	4	4	1	1.126	2.335	5.07	11.79	2.32	
								2	1.126	2.335	13.00	31.16	2.40
								1s	1.126	2.335	5.74	9.43	1.64
								2s	1.126	2.335	8.26	13.81	1.67
5	3.085	8.00	5.90	1	4	4	1	1.006	3.085	6.53	14.22	2.18	
								2	1.006	3.085	14.46	32.76	2.27
								1s	1.006	3.085	7.10	11.38	1.60
								2s	1.006	3.085	9.90	16.07	1.62
6	3.835	8.00	6.03	1	4	4	1	0.886	3.835	7.92	15.90	2.01	
								2	0.886	3.835	15.80	33.35	2.11
								1s	0.886	3.835	8.36	12.72	1.52
								2s	0.886	3.835	11.40	17.56	1.54
7	4.585	8.00	6.15	1	4	4	1	0.766	4.585	9.23	16.77	1.82	
								2	0.766	4.585	17.03	32.86	1.93
								1s	0.766	4.585	9.53	13.42	1.41
								2s	0.766	4.585	12.76	18.24	1.43
8	5.335	8.00	6.32	1	4	4	1	0.646	5.335	10.47	16.90	1.61	
								2	0.646	5.335	18.14	31.41	1.73
								1s	0.646	5.335	10.60	13.52	1.27
								2s	0.646	5.335	14.00	18.16	1.30
9	6.085	8.00	6.69	1	5	5	1	0.540	6.085	9.38	17.05	1.82	
								2	0.540	6.085	15.42	30.42	1.97
								1s	0.540	6.085	9.54	13.64	1.43
								2s	0.540	6.085	12.45	18.17	1.46
10	6.835	8.00	7.07	1	6	6	1	0.540	6.835	9.11	20.23	2.22	
								2	0.540	6.835	14.30	34.90	2.44
								1s	0.540	6.835	9.24	16.18	1.75
								2s	0.540	6.835	11.93	21.41	1.80
11	7.585	8.00	7.44	1	6	6	1	0.540	7.585	10.53	23.64	2.25	
								2	0.540	7.585	15.85	39.67	2.50
								1s	0.540	7.585	10.44	18.91	1.81

							2s	0.540	7.585	13.33	24.88	1.87
12	8.335	8.00	7.82	1	6	6	1	0.540	8.335	11.94	27.28	2.29
							2	0.540	8.335	17.28	44.74	2.59
							1s	0.540	8.335	11.59	21.83	1.88
							2s	0.540	8.335	14.64	28.59	1.95

Strips type 1 : HA 50X4

Strips type 1 : 440.0 meters for 3.0 m width of wall

```

*****
*
*      Reinforced Earth : Program Valdez      *
*
*
*
*
*
*****
    
```

Job number : 2900

Run number : 13

Structure : A13 BOLOGNA-FERRARA SUD

CAVALCAVIA SVINCOLO STAZIONE ALTEDO **SEZ. 21**

```

*****
*      1 .      GENERAL DATA      *
*****
    
```

1 . 1 STRUCTURE CLASS :

Service life : 100 years

Site : No water

1 . 2 R.E. STRIPS :

protection : Galvanized

Type 1: HA 50X4

```

-----
grade           : 355.0 MPa
width           b : 50.0 mm
thickness       eo : 4.0 mm
sacrif. thick. es : 1.500 mm
Allowable tensile strength :
    full section Tr : 37.43 kN
    connection Tro : 27.40 kN
    
```

1 . 3 FACING: TERRACCLASS

1 . 4 SEISMIC DATA :

```

-----
Maximal horizontal acceleration ao/g : 0.11
Reduction factor of live loads      : 0.20
Dynamic variation factor             : 1
    
```

\*\*\*\*\*  
\* 2 . SECTION 13 \*  
\*\*\*\*\*

2 . 1 SECTION DATA :

2 . 1 . 1 GEOMETRY :

R.E MASS

Facing height	Hf :	7.105 m	R.E.backfill height	H1 :	7.280 m
Coping height	Hc :	0.175 m	Free board	Ht :	0.000 m
Slope height	H2 :	0.00 m	Mechanical height	Hm :	7.280 m
Slope angle	Beta :	0.00 deg.	Terrace angle	Omega :	0.00 deg.
Setback	F :	0.00 m	Angle at toe	Beta_s :	0.000

Strip Length : 6.00 m

SURCHARGES

Load	q :	20.00 kPa	Position	Lq :	0.00 m
Type	:	Road traffic			

2 . 1 . 2 SOIL PROPERTIES :

R.E. BACKFILL

Density	gamma1 maxi :	10.00 kN/m3	Friction	phi1 :	28.35 deg.
	gamma1 mini :	8.00 kN/m3			

GENERAL BACKFILL

Density	gamma2	:	10.00 kN/m3	Friction	phi2 :	28.35 deg.
---------	--------	---	-------------	----------	--------	------------

FOUNDATION

Cohesion	C3	:	0.00 kPa	Friction	phi3 :	19.60 deg.
----------	----	---	----------	----------	--------	------------

2 . 1 . 3 EARTH PRESSURE :

Inclination of earth pressure at back of R.E. mass delta = 9.60 deg.

Earth pressure coefficients:

k2x	=	0.000	k2y	=	0.329	(Static)
x	=	0.000 m	y	=	7.280 m	
kaex	=	0.000	kaey	=	0.403	(Dynamic)
x	=	0.000 m	y	=	7.280 m	

2 . 2 EXTERNAL STABILITY

2 . 2 . 1 EXTERNAL STABILITY :

case	Rv kN/m	Rh kN/m	M kNm/m	qref kPa	2.x m
1	382.54	147.55	818.32	89.41	4.28
2	627.94	147.55	1582.61	124.57	5.04
3	461.54	86.07	1252.74	85.02	5.43
1s +dW	386.92	135.72	837.75	89.35	4.33
-dW	360.57	135.72	756.84	85.89	4.20
2s +dW	503.61	142.31	1173.70	108.05	4.66
-dW	470.67	142.31	1072.56	103.27	4.56

Minimum embedment depth = 0.40 m

2 . 2 . 2 SLIDING ON THE BASE - OVERTURNING :

case	SLIDING ON THE BASE			OVERTURNING	
	Overdesign factor slip in R.E.	slip in found.	minimal value phi(ø)	minimal value Cohesion(kPa)	Overdesign factor
1	1.40	1.06	21.09	-	1.93
			-	24.03	
2	2.30	1.52	13.22	-	3.11
			-	24.03	
1s	1.43	1.02	20.63	-	1.93
			-	22.10	

2 . 3 INTERNAL STABILITY

Calculation width : 3.00 m

2 . 3 . 1 STRIP RUPTURE - TENSILE LOAD AT FACING : Overdesign factors

layer	z m	deltah m	Strip		Ties		k	sigmah kPa	Tmax kN	To kN	Tr/Tm	Tro/To	
			type	Num.	Num.	case							
1	0.540	0.728	1	4	4	1	.510	2.24	1.22	1.04	30.61	26.36	UR4
						2	.510	16.05	8.76	7.44	4.27	3.68	
						1s	.510	2.21	1.83	1.56	20.40	17.57	
						2s	.510	4.80	3.47	2.95	10.78	9.28	
2	0.915	0.562	1	4	4	1	.499	3.76	1.59	1.35	23.56	20.29	UR4
						2	.499	17.66	7.45	6.33	5.02	4.33	
						1s	.499	3.68	2.19	1.86	17.08	14.71	
						2s	.499	6.59	3.65	3.10	10.26	8.83	
3	1.665	0.750	1	4	4	1	.478	6.75	3.80	3.23	9.86	8.49	UR4
						2	.478	20.77	11.69	9.93	3.20	2.76	
						1s	.478	6.48	4.31	3.66	8.69	7.49	
						2s	.478	9.99	6.51	5.54	5.75	4.95	
4	2.415	0.750	1	4	4	1	.457	9.67	5.44	4.62	6.88	5.92	UR4
						2	.457	23.75	13.36	11.36	2.80	2.41	
						1s	.457	9.12	5.81	4.94	6.44	5.55	
						2s	.457	13.16	8.32	7.07	4.50	3.87	
5	3.165	0.750	1	4	4	1	.436	12.56	7.06	6.00	5.30	4.56	UR4
						2	.436	26.61	14.97	12.72	2.50	2.15	
						1s	.436	11.62	7.24	6.15	5.17	4.45	
						2s	.436	16.12	10.02	8.52	3.74	3.22	
6	3.915	0.750	1	4	4	1	.415	15.43	8.68	7.38	4.31	3.71	UR4
						2	.415	29.36	16.51	14.04	2.27	1.95	
						1s	.415	14.00	8.59	7.31	4.35	3.75	
						2s	.415	18.90	11.61	9.87	3.22	2.78	
7	4.665	0.750	1	5	5	1	.394	18.34	8.25	7.14	4.54	3.84	R4+6
						2	.394	32.02	14.41	12.47	2.60	2.20	
						1s	.394	16.28	8.08	6.99	4.63	3.92	
						2s	.394	21.51	10.70	9.26	3.50	2.96	
8	5.415	0.750	1	6	6	1	.373	21.30	7.99	7.22	4.69	3.79	R6
						2	.373	34.61	12.98	11.73	2.88	2.34	
						1s	.373	18.48	7.75	7.00	4.83	3.91	
						2s	.373	23.96	10.09	9.12	3.71	3.00	
9	6.165	0.750	1	6	6	1	.356	24.70	9.26	8.73	4.04	3.14	R6

						2	.356	37.63	14.11	13.30	2.65	2.06
						1s	.356	20.89	8.71	8.21	4.30	3.34
						2s	.356	26.62	11.17	10.53	3.35	2.60
10	6.915	0.740	1	6	6	1	.356	29.79	11.02	10.81	3.40	2.53 R6
						2	.356	42.72	15.81	15.51	2.37	1.77
						1s	.356	24.48	9.99	9.80	3.75	2.79
						2s	.356	30.66	12.62	12.38	2.97	2.21

2 . 3 . 2 ADHERENCE : Overdesign factor

layer	z m	L m	La m	type	Num.	Ties	case	f*	Za m	Tmax kN	Tf kN	Tf/Tm
1	0.700*	6.00	3.91	1	4	4	1	1.414	0.540	1.22	3.00	2.45
								1.414	0.540	8.76	17.67	2.02
								1s 1.414	0.540	1.83	2.40	1.31
								2s 1.414	0.540	3.47	4.71	1.36
2	0.915	6.00	3.97	1	4	4	1	1.354	0.915	1.59	3.81	2.40
								1.354	0.915	7.45	18.31	2.46
								1s 1.354	0.915	2.19	3.05	1.39
								2s 1.354	0.915	3.65	5.48	1.50
3	1.665	6.00	4.09	1	4	4	1	1.233	1.665	3.80	6.52	1.72
								1.233	1.665	11.69	20.89	1.79
								1s 1.233	1.665	4.31	5.22	1.21
								2s 1.233	1.665	6.51	8.09	1.24
4	2.415	6.00	4.22	1	4	4	1	1.113	2.415	5.44	8.80	1.62
								1.113	2.415	13.36	22.85	1.71
								1s 1.113	2.415	5.81	7.04	1.21
								2s 1.113	2.415	8.32	10.26	1.23
5	3.165	6.00	4.34	1	4	4	1	0.993	3.165	7.06	10.60	1.50
								0.993	3.165	14.97	24.13	1.61
								1s 0.993	3.165	7.24	8.48	1.17
								2s 0.993	3.165	10.02	11.94	1.19
6	3.915	6.00	4.47	1	4	4	1	0.873	3.915	8.68	11.86	1.37
								0.873	3.915	16.51	24.66	1.49
								1s 0.873	3.915	8.59	9.48	1.10
								2s 0.873	3.915	11.61	13.07	1.13
7	4.665	6.00	4.69	1	5	5	1	0.753	4.665	8.25	12.80	1.55
								0.753	4.665	14.41	24.91	1.73
								1s 0.753	4.665	8.08	10.24	1.27
								2s 0.753	4.665	10.70	13.89	1.30
8	5.415	6.00	5.07	1	6	6	1	0.633	5.415	7.99	13.48	1.69
								0.633	5.415	12.98	24.95	1.92
								1s 0.633	5.415	7.75	10.79	1.39
								2s 0.633	5.415	10.09	14.48	1.43
9	6.165	6.00	5.44	1	6	6	1	0.540	6.165	9.26	14.05	1.52
								0.540	6.165	14.11	24.97	1.77
								1s 0.540	6.165	8.71	11.24	1.29
								2s 0.540	6.165	11.17	14.96	1.34
10	6.915	6.00	5.82	1	6	6	1	0.540	6.915	11.02	16.84	1.53
								0.540	6.915	15.81	28.97	1.83
								1s 0.540	6.915	9.99	13.47	1.35
								2s 0.540	6.915	12.62	17.82	1.41

Strips type 1 : HA 50X4

Strips type 1 : 282.0 meters for 3.0 m width of wall

\*\*\*\*\*  
\* COMPLEMENTARY DATA \*  
\*\*\*\*\*

1 STANDARDISATION FILE : N.T.C. A2+M2+R2  
-----

2 CALCULATION METHOD : Limit state  
-----

3 FACTORS :  
-----

load cases	LFw	Load factors			R.E density
		LFp	LFq1	LFq2	
1	1.00	1.00	0.00	1.30	1
2	1.00	1.00	1.30	1.30	2
3	1.00	1.00	0.00	0.00	2
1s	1.00	1.00	0.00	1.00	1
2s	1.00	1.00	1.00	1.00	2

R.E density : 1 = min - 2 = max

Safety factors	FSg	FSgc	FSr	FSc	FSt	FSf
Static	1.00	1.00	1.50	1.00	1.15	1.00
Seismic	1.00	1.00	1.50	1.00	1.15	1.00
Method factors						
Static	1.000		1.000	1.000	1.000	1.000
Seismic	1.000		1.000	1.000	1.000	1.000

4 STRIPS :  
-----

Strip type 1  
-----

Width tolerance : 1.50 mm      Thickness tolerance : 0.00 mm  
Hole diameter : 12.70 mm  
-> tolerance : 0.30 mm

5 FACING :  
-----

Vertical strip spacing : 0.750 mm  
bottom height : 0.365 mm  
Facing flexibility : 2  
Flexibility : 1 = rigid (ex: full height facing)  
2 = discrete (ex: std panels)  
3 = flexible (ex: steel facing)

## 6. APPENDICE: SPECIFICHE TECNICHE PER STRUTTURE IN TERRA ARMATA

---

### MATERIALI

---

#### 6.1 PARAMENTO ESTERNO

Il paramento in c.a. sarà realizzato con pannelli prefabbricati prodotti con calcestruzzo opportunamente vibrato, confezionato con inerti di dimensione massima  $\leq 25$  mm.

Il calcestruzzo avrà una resistenza caratteristica a compressione  $R_{ck} > 40$  MPa.

Il ferro di armatura, quando previsto, sarà ad aderenza migliorata del tipo B 450 C.

- **Prefabbricazione**

La prefabbricazione dei pannelli sarà eseguita con casseri metallici opportunamente disposti su superficie piana con la faccia vista in basso e le estremità degli attacchi in alto.

La posizione degli attacchi dovrà essere esclusivamente quella indicata sui disegni come pure quella degli altri inserti previsti per il montaggio e la movimentazione.

Il getto di ogni elemento dovrà essere eseguito senza interruzioni ed adeguatamente vibrato per evitare che la faccia vista presenti bolle d'aria e/o struttura a nido d'ape e/o struttura aperta.

Particolare cura sarà usata nella scelta degli inerti, nel confezionamento del calcestruzzo e nell'uso di disarmanti, per ottenere una colorazione quanto più possibile uniforme della superficie a faccia vista.

- **Tolleranze**

Tutte le quote sia parziali che progressive dovranno essere rispettate.

Saranno ammesse sul singolo pannello le seguenti tolleranze:

- planarità della superficie a faccia vista:  $\pm 5$  mm. su 1.5 m.
- dimensioni:  $\pm 5$  mm.
- differenza tra le lunghezze delle diagonali:  $\pm 10$  mm.
- interasse tubo perno:  $\pm 4$  mm.

- **Elementi incorporati nei pannelli**

Gli inserti previsti dai disegni di progetto sono:

- attacchi per armature: in acciaio zincato a caldo in ragione di  $5 \text{ g/dm}^2$ ;

- manicotto in materia plastica: diametro interno 30 mm, diametro esterno 32 mm, lunghezza 730 mm (per i pannelli tradizionali)
- barra in materia plastica diametro 20 mm: lunghezza 890 mm (per i pannelli tradizionali)
- perno biconico in plastica per i pannelli di tipo semplificato;
- bulloni o perni asolati di sollevamento in acciaio, portata superiore a 1 t.

- **Marcatura**

Su ogni pannello sarà indicato: tipo di pannello e data di produzione.

- **Ispezione e collaudo**

L'accettabilità dei manufatti sarà determinata in base alla verifica dei requisiti precedentemente descritti, con particolare riferimento alle verifiche di:

- caratteristiche geometriche
- resistenza del calcestruzzo a 28 gg.
- grado di finitura della faccia vista.

- **Movimentazione, immagazzinamento, trasporto**

I pannelli dovranno essere movimentati ed immagazzinati in modo da eliminare il pericolo di rotture, fratture ed eccessiva flessione. In particolare lo stoccaggio sarà fatto in pile di non oltre 6 elementi; essi saranno disposti con la faccia vista verso il basso e distanziati mediante tacchi in legno o altro materiale di dimensioni e caratteristiche tali da sopportare il peso trasmesso dai pannelli soprastanti.

## 6.2 CALCESTRUZZO DI LIVELLAMENTO

Il getto di livellamento ed appoggio dei pannelli sarà eseguito con calcestruzzo di resistenza minima a 28 giorni di 15 N/mm<sup>2</sup> e sarà lasciato maturare per 12 ore prima di porre in opera i pannelli.

### 6.3 RINFORZI IN ACCIAIO ZINCATO AD ADERENZA MIGLIORATA

#### 6.3.1 Tipo di acciaio

L'acciaio laminato a caldo, senza alcun trattamento a freddo, del tipo S355J0 avrà le seguenti caratteristiche meccaniche:

- tensione di rottura a trazione:  $\geq 510$  MPa
- tensione di snervamento:  $\geq 355$  MPa
- allungamento percentuale a rottura:  $\geq 22\%$

#### 6.3.2 Caratteristiche geometriche

- Armature (= rinforzi) tipo 45x5 rinforzate:
  - Spessore nominale: sezione corrente  $e = 5$  mm  $+0.3/- 0.2$  mm
  - : rinforzo all'attacco  $E = (e+3)$  mm  $+0.3/-0.1$ mm
  - Larghezza nominale: sezione corrente  $b = 45$  mm  $+1, 5$ mm/ $-0.5$  mm
  - : rinforzo all'attacco  $B = b - 4$  mm (max)
  - Lunghezza da progetto: tolleranze  $L = L_{nom} + 300/- 200$  mm
- Armature (= rinforzi) tipo 50x4:
  - Spessore nominale:  $e = 4$  mm  $- 0/+0.5$  mm
  - Larghezza nominale:  $b = 50$  mm  $-1.5/+1.5$ mm
  - Lunghezza da progetto: tolleranze  $L = L_{nom} +/- 160$  mm

L'aderenza è migliorata mediante rilievi trasversali di altezza 3 mm.

#### 6.3.3 Trattamento superficiale

Zincatura a caldo in ragione di 5 gr/dm<sup>2</sup> di rivestimento e spessore garantito 70  $\mu$ , circa.

### 6.4 BULLONI DI FISSAGGIO

#### Rinforzi tipo 50 x 4 e 45 x 5

La connessione tra i rinforzi e gli attacchi dei pannelli sarà assicurata da bulloni classe 10.9 a testa esagonale zincati a caldo conforme a norme UNI 3740/6 con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- tensione di rottura a trazione:  $\geq 1000$  MPa
- tensione di snervamento:  $\geq 900$  MPa
- allungamento percentuale a rottura:  $\geq 9$  %

## 6.5 GIUNTI PER PANNELLI

### 6.5.1 Giunti orizzontali

Saranno realizzati mediante tacchi speciali in gomma opportunamente sagomati per l'assorbimento delle deformazioni della struttura.

### 6.5.2 Giunti verticali

Il materiale di riempimento dei giunti verticali sarà costituito da strisce di poliuretano a cellula aperta di sezione 4 x 4 cm<sup>2</sup>. Per strutture dove il riempimento è costituito da sabbia, per opere inondabili, e per i pannelli di tipo semplificato, si utilizzeranno delle strisce di tessuto non tessuto da porre all'interno dei pannelli, fornito in rotoli di altezza 40 cm e grammatura 200 g/mq.

## 6.6 RILEVATO

Di seguito si riporta uno stralcio delle Specifiche Tecniche che formano parte integrante del progetto cui si rimanda per ulteriori indicazioni.

### 6.6.1 Caratteristiche dei terreni

- **Caratteristiche fisiche**

Per il terreno del rilevato in terra armata devono essere impiegate terre appartenenti ai gruppi: A1-a, A1-b, A3, A2-4, A2-5 della classifica C.N.R. - U.N.I. 10006/1963.

In ogni caso dovranno essere rispettate le seguenti condizioni:

- a) Il terreno di riempimento sarà idoneo quando la percentuale passante al setaccio da 80  $\mu$  (0.08 mm.), secondo l'analisi granulometrica, è inferiore del 15%.
- b) I terreni con percentuale passante al vaglio da 80  $\mu$  superiore al 15%, saranno ugualmente validi quando:
  - b-1) la percentuale del campione esaminato per sedimentazione passante al vaglio di 15  $\mu$  (0.015 mm), è inferiore al 10%;
  - b-2) la percentuale del campione esaminato per sedimentazione passante al vaglio di 15  $\mu$  (0.015 mm) rimane compresa tra il 10% e 20% e l'angolo di attrito interno, misurato con prove di taglio su campioni saturi del materiale passante al setaccio da 4.76 mm, con velocità di taglio di 1 mm/min, è superiore a 25°.
- c) Il terreno di riempimento non dovrà contenere nessun elemento superiore a 250 mm.

Per diminuire il peso complessivo del muro, il rilevato può essere alleggerito con argilla espansa interposta a strati di misto granulare o sabbia separati da un geosintetico, con modalità indicate nei disegni costruttivi.

L'inerte leggero avrà le seguenti caratteristiche:

- granulometria minore di 25 mm,
- peso di volume compreso tra 7 e 8 kN/mc.

- **Resistività**

Il valore di resistività del terreno da rilevato, saturato dopo un'ora di contatto terra-acqua alla temperatura di 20°C, sarà superiore a 1.000 Ohm\*cm per opere a secco e 3.000 Ohm\*cm per opere inondabili.

- **Attività ioni idrogeno**

Il valore di attività degli ioni (pH) misurato sull'acqua del campione di terra saturato sarà compreso tra 5 e 10.

- **Contenuto in sali solubili**

Il contenuto di cloruri e solfati dovrà essere determinato soltanto per i materiali la cui resistività sia compresa tra 1.000 e 5.000 Ohm\*cm e non dovrà eccedere i seguenti valori:

	<u>Opere a secco</u>	<u>Opere in acqua dolce</u>
[ Cl- ]	200 mg/kg	100 mg/kg
[ SO4-- ]	1000 mg/kg	500 mg/kg

- **Prove e controlli**

Per la determinazione dell'idoneità del materiale da porre in opera in un rilevato in T.A. si effettuerà un'analisi granulometrica, con relativa classificazione CNR-UNI 10006, la determinazione del valore della resistività e del pH per ogni campione della stessa provenienza.

Per il contenuto in sali vedasi punto precedente.

Per la verifica durante la posa in opera vedasi Tabella 8.

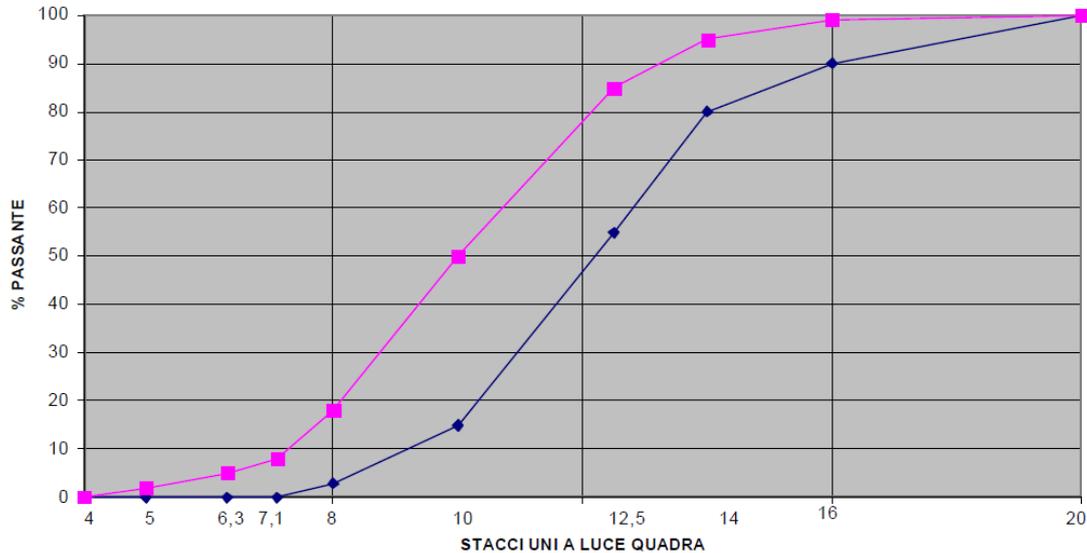
- **Materiali non conformi alle specifiche**

I materiali non conformi alle specifiche precedenti potranno essere usati solo su autorizzazione scritta del progettista ed approvate dalla D.L. dopo verifica da parte della società Terra Armata sul loro eventuale utilizzo.

### 6.6.2 Caratteristiche argilla espansa

La miscela da utilizzare, classe granulometrica 8-20, deve essere conforme ai seguenti requisiti:

1. il fuso granulometrico secondo UNI EN 13055-2 compreso nella seguente tabella:



2. la massa volumica del materiale in mucchio a secco (UNI EN 13055-2) =  $320 \text{ kg/m}^3 \pm 15\%$
3. la massa volumica dei granuli (UNI EN 13055-2)  $\leq 0.70 \text{ g/cm}^3$
4. il peso specifico assoluto del materiale (UNI EN 13055-2)  $\leq 2500 \text{ kg/m}^3$
5. la resistenza dei granuli allo schiacciamento (UNI EN 13055-2)  $\geq 7 \text{ kg/cm}^2$
6. assorbimento di H<sub>2</sub>O (UNI EN 13055-2)  $\leq 20\%$  a 24 ore
7. l'angolo d'attrito  $> 35^\circ$
8. il modulo di deformazione  $M_d \geq 150 \text{ kg/cm}^2$  misurato su almeno 15 cm di misto

---

## POSA IN OPERA

---

### 6.7 PREPARAZIONE DEL PIANO DI POSA

Il piano di fondazione della struttura sarà livellato per una larghezza uguale o maggiore alla lunghezza dei rinforzi, o comunque come indicato sui disegni costruttivi.

Prima della posa in opera della struttura, il piano di posa sarà opportunamente compattato con un rullo vibrante.

Terreni di fondazione non rispondenti ai valori di progetto, saranno rimossi e sostituiti.

### 6.8 MONTAGGIO

I pannelli prefabbricati saranno messi in opera verticalmente a mezzo di gru leggera utilizzando esclusivamente i perni di sollevamento all'uopo incorporati nei pannelli.

I pannelli saranno montati in file orizzontali successive secondo la sequenza indicata dai disegni e contemporaneamente alla formazione del rilevato.

Fintanto che il rilevato ed i rinforzi non saranno completamente posati, i pannelli saranno mantenuti in posizione verticale mediante dei morsetti che li bloccano provvisoriamente alla fila inferiore. Per la posa della prima fila di pannelli sarà inoltre necessaria una opportuna puntellatura esterna.

La tolleranza di montaggio in direzione verticale non dovrà superare i 15 mm misurata lungo una retta di 3.0 m di lunghezza.

In qualsiasi altra direzione sul piano verticale del muro la tolleranza ammessa è di 20 mm sempre su 3.0 m di lunghezza.

Le armature saranno posate perpendicolarmente al paramento o come indicato nei disegni.

### 6.9 COSTRUZIONE DEL RILEVATO

La posa del materiale di riempimento seguirà strettamente il montaggio di ciascuna fila di pannelli; in corrispondenza di ogni livello di rinforzi il materiale sarà steso e compattato prima della posa e del fissaggio degli stessi.

### 6.9.1 Stesa dei materiali

La stesa del materiale dovrà essere eseguita sistematicamente per strati di spessore costante e con modalità e attrezzature atte ad evitare segregazione, brusche variazioni granulometriche e del contenuto d'acqua.

Durante le fasi di lavoro, e ad opera ultimata, si dovrà garantire il rapido deflusso delle acque meteoriche conferendo sagomature aventi pendenza trasversale non inferiore al 4%.

La pendenza sarà contrapposta al paramento.

Lo spessore allo stato sciolto di ogni singolo strato di rilevato non dovrà risultare superiore a 40 cm.

Sarà tassativo che la stesa avvenga sempre parallelamente al paramento esterno.

### 6.9.2 Compattazione

Il grado di compattazione sugli strati finiti del corpo del rilevato dovrà risultare  $\geq 90\%$  della densità massima ottenuta con la prova di costipamento AASHTO T 180 modificata (CNR-B.U. n. 69), salvo per l'ultimo strato di 30 cm costituente il piano di posa della fondazione della pavimentazione in cui dovrà risultare una densità  $\geq 95\%$  della prova citata, oppure seguire quanto indicato sui disegni costruttivi.

La compattazione potrà aver luogo soltanto dopo aver accertato che il contenuto d'acqua delle terre sia prossimo ( $\pm 1.5\%$  ca) a quello ottimale determinato mediante la prova AASHTO mod. T 180.

Se tale contenuto dovesse risultare superiore, il materiale dovrà essere essiccato per aerazione. Se inferiore l'aumento sarà conseguito per umidificazione e con modalità tali da garantire una distribuzione uniforme entro l'intero spessore dello strato.

Il tipo, le caratteristiche e il numero dei mezzi di compattazione nonché le modalità esecutive di dettaglio (numero di passate, velocità operativa, frequenza), dovranno essere sottoposte alla preventiva approvazione della Direzione Lavori.

La compattazione a tergo delle opere in cemento armato dovrà essere tale da escludere una riduzione nell'addensamento.

In particolare si dovrà evitare che i grossi rulli vibranti operino entro una distanza inferiore a 1.5 m dai paramenti della terra armata.

A tergo dei manufatti si useranno mezzi di compattazione leggeri quali piastre vibranti, piccoli rulli vibranti, badando a garantire i valori di densità richiesti, anche a costo di operare su strati di spessore ridotto.

Gli strati realizzati con argilla espansa non saranno compattati in senso tradizionale, ma dovranno essere addensati garantendo l'integrità dei granuli pur riducendo l'indice dei vuoti. Tale addensamento sarà raggiunto utilizzando rulli vibranti leggeri.

L'operazione dovrà essere svolta previa collocazione di circa 20 cm di sabbia o di stabilizzato.

Qualora si dovessero manifestare erosioni di sorta sul terreno già steso, l'Impresa dovrà provvedere al ripristino delle zone danneggiate a sua cura e spese, secondo le disposizioni impartite di volta in volta dalla Direzione Lavori.

### 6.9.3 Posa in opera del rilevato alleggerito

Dopo aver completato lo scavo di sbancamento dal piano di campagna, alle quote previste dal progetto, verrà steso sul fondo del piano di scavo un geotessile, con funzione di separazione anticontaminante tra il terreno naturale e il materiale di riempimento. Il piano di posa dovrà risultare regolare, con il geotessile ben steso ed aderente al piano di imposta, e con teli di geotessile integri e regolarmente sovrapposti.

L'argilla espansa verrà posta in più strati, con interposizione di uno strato di misto granulare il cui spessore dopo compattazione, dovrà risultare non inferiore a 15 cm.

Lo spessore degli strati di argilla espansa è pari a 60 cm.

La posa dei diversi strati di argilla espansa dovrà avvenire spingendo il materiale in avanzamento con un mezzo cingolato attrezzato per muoversi su terreni di caratteristiche analoghe a quelle dell'argilla espansa.

La sequenza di lavoro è la seguente:

- scavo di sbancamento;
- posa geotessile non tessuto;
- posa del primo strato di argilla espansa (60 cm);
- posa dello strato di misto granulare di interposizione (15 cm);
- compattazione;
- controlli;
- posa del secondo strato di argilla espansa (60 cm);
- posa del secondo strato di misto granulare (15 cm);
- compattazione;
- controlli;
- a ripetere secondo altezza rilevato;
- lo strato finale di misto granulare dovrà essere di spessore non inferiore a 30 cm.

#### 6.9.4 Condizioni climatiche

La costruzione dei rilevati in presenza di gelo o di pioggia persistenti non sarà consentita in linea generale, tranne per quei materiali meno suscettibili all'azione del gelo e delle acque meteoriche (es. ghiaia). Nella esecuzione dei rilevati con terre ad elevato contenuto della frazione coesiva dovranno essere tenuti a disposizione anche dei rulli gommati che consentano di chiudere la superficie dell'ultimo strato in caso di pioggia.

#### 6.9.5 Rilevati di prova

Quando prescritto dalla Direzione Lavori, l'Impresa procederà alla esecuzione dei rilevati di prova. In particolare si potrà fare ricorso ai rilevati di prova per verificare l'idoneità di materiali diversi da quelli specificati nei precedenti capitoli.

Il rilevato di prova consentirà di individuare le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali messi in opera, le caratteristiche dei mezzi di compattazione (tipo, peso, energie vibranti) e le modalità esecutive più idonee (numero di passate, velocità del rullo, spessore degli strati, ecc.), le procedure di lavoro e di controllo cui attenersi nel corso della formazione dei rilevati.

#### 6.9.6 Prove di controllo sui rilevati

Prima che venga messo in opera uno strato di terreno, quello precedente dovrà essere sottoposto alle prove di controllo e possedere i requisiti di costipamento richiesti.

La procedura delle prove di seguito specificata, deve ritenersi come minima e dovrà essere infittita in ragione della discontinuità granulometrica dei materiali portati a rilevato e della variabilità nelle procedure di compattazione.

L'Impresa dovrà eseguire le prove di controllo nei punti indicati dalla Direzione Lavori ed in contraddittorio con la stessa. L'Impresa potrà eseguire le prove di controllo o in proprio o tramite un laboratorio esterno comunque approvato dalla Direzione Lavori.

Prima di iniziare i lavori l'Impresa dovrà sottoporre alla Direzione Lavori l'elenco del personale, delle attrezzature di prova nonché i certificati di calibrazione e taratura delle apparecchiature: durante i lavori l'esito delle prove dovrà essere trasmesso tempestivamente su appositi moduli.

La serie di prove sui primi 5000 mc verrà effettuata una volta tanto a condizione che i materiali mantengano caratteristiche omogenee e siano costanti le modalità di compattazione.

In caso contrario la Direzione Lavori potrà prescrivere la ripetizione della serie.

Le prove successive devono intendersi riferite a quantitativi appartenenti allo stesso strato di rilevato.

**Tabella 8: Frequenza delle prove di controllo (almeno 1 ogni mc)**

TIPO DI PROVA	PRIMI 5000 mc	SUCCESSIVI mc
Classif. CNR - UNI 10006	500	5000
Resistività	500	5000
pH	500	5000
Contenuto in cloruri e solfati per valori di resistività tra 1000/5000 Ohm cm	500	5000
Costip. AASHTO Mod. CNR	500	5000
Densità in sito CNR 22	250	1000
Carico su piastra CNR 9 - 70317	1000	5000
Controllo umidità	(*)	(*)

(\*) Frequenti e rapportate alle condizioni meteorologiche locali ed alle caratteristiche di omogeneità dei materiali portati a rilevato.

### 6.9.7 Prove di controllo sull'argilla espansa

Nel seguito si indicano i controlli da eseguire sulla fornitura del materiale:

1. determinazione della massa volumica del materiale in mucchio a secco (UNI EN 13055-2) =  $320 \text{ kg/m}^3 \pm 15\%$
2. determinazione della massa volumica media del granulo (UNI EN 13055-2)  $\leq 0.70 \text{ g/cm}^3$
3. determinazione della massa volumica assoluta del materiale (UNI EN 13055-2)  $\leq 2500 \text{ kg/m}^3$
4. analisi granulometrica
5. determinazione del coefficiente d'imbibizione (UNI EN 13055-2)  $\leq 20\%$  a 24 ore

Sarà facoltà della D.L. richiedere, in qualsiasi fase dell'intervento, la ripetizione di tali prove, motivando le ragioni di tale richiesta.

In corso d'opera verranno effettuati controlli della composizione granulometrica, del peso di volume in mucchio, della densità e del contenuto di acqua libera, al fine di verificare la rispondenza dei materiali ai requisiti prescritti.

## 7. OPERE PROVVISORIALI

### 7.1 PREMESSA

In questo capitolo vengono esposte le verifiche geotecniche delle opere provvisorie necessarie per il sostegno degli scavi per la realizzazione dei muri in Terra Armata.

Si tratta di opere provvisorie costituite da palancole con uno o più ordini di tiranti.

Le verifiche sono state eseguite in accordo con la normativa vigente (Capitolo 2).

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.

## 7.2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'altezza massima di scavo è circa 9.5 metri, misurata tra il piano stradale della rampa da proteggere e la massima profondità di scavo prevista di progetto. In funzione delle altezze di scavo si prevedono palancole metalliche (tipo PU22) contrastate con uno o più ordini di tiranti in funzione delle altezze di scavo.

Sono state analizzate due sezioni, ritenute rappresentative delle opere nel loro complesso:

- Sezione 15 – palancolata metallica con 2 ordini di tiranti;
- Sezione 17 – palancolata metallica con 3 ordini di tiranti.

Le caratteristiche delle palancole sono le seguenti:

- Profilato minimo tipo PU22;
- Massa parete 144 kg / m<sup>2</sup>;
- Momento di inerzia minimo  $J = 49460 \text{ cm}^4 / \text{m}$ .

Le caratteristiche dei tiranti sono le seguenti:

### 1° ordine di tiranti

- PreTensione / Tensione di esercizio / Tiro collaudo: 150 / 160 / 190 kN;
- n. trefoli: 3;
- Interasse tiranti: 1.20 m;
- Inclinazione tirante rispetto all'orizzontale: 20°;
- Lunghezza tratto passivo: 8 m.
- Lunghezza tratto attivo (fondazione): 12 m.

### 2° ordine di tiranti

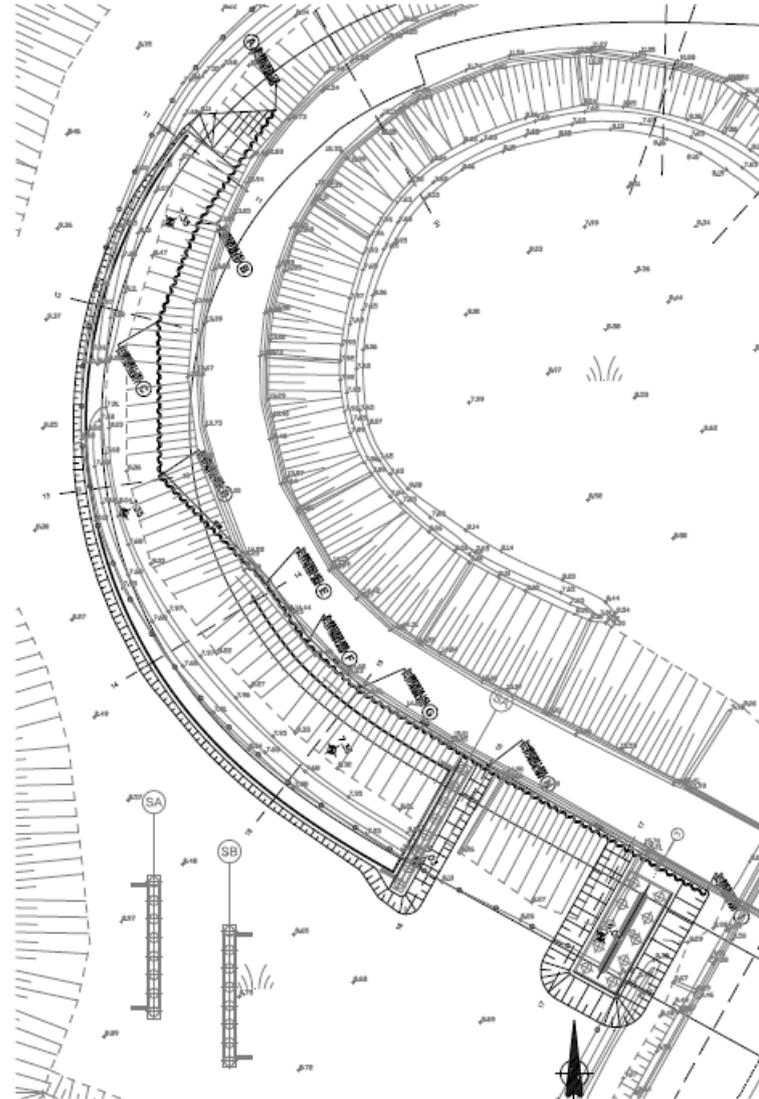
- PreTensione / Tensione di esercizio / Tiro collaudo: 200 / 230 / 275 kN;
- n. trefoli: 4;
- Interasse tiranti: 1.20 m;
- Inclinazione tirante rispetto all'orizzontale: 20°;
- Lunghezza tratto passivo: 7 m.
- Lunghezza tratto attivo (fondazione): 15 m.

### 3° ordine di tiranti

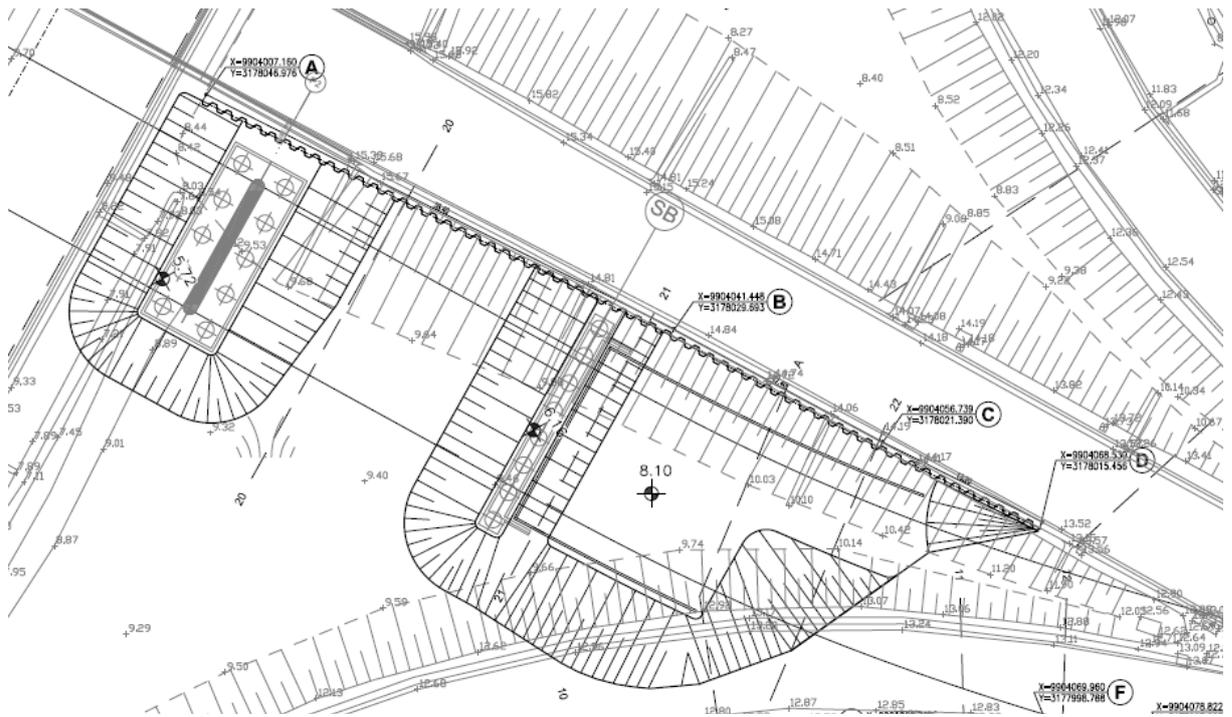
- PreTensione / Tensione di esercizio / Tiro collaudo: 200 / 230 / 275 kN;
- n. trefoli: 4;

- Interasse tiranti: 1.20 m;
- Inclinazione tirante rispetto all'orizzontale: 20°;
- Lunghezza tratto passivo: 7 m.
- Lunghezza tratto attivo (fondazione): 15 m.

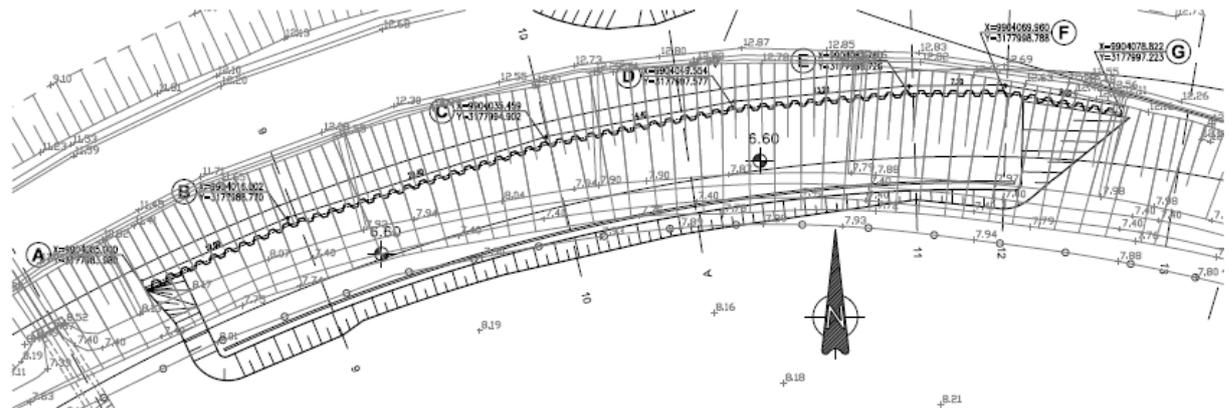
La planimetria generale dei muri TA con l'andamento in pianta e prospetto delle palancole è riportata nelle **Figura 2 ÷ Figura 8**.



**Figura 2- Muro spalla A: sviluppo in pianta palancole**



**Figura 3– Muro spalla B: sviluppo in pianta palanca**



**Figura 4– Muro rampa NU: sviluppo in pianta palanca**

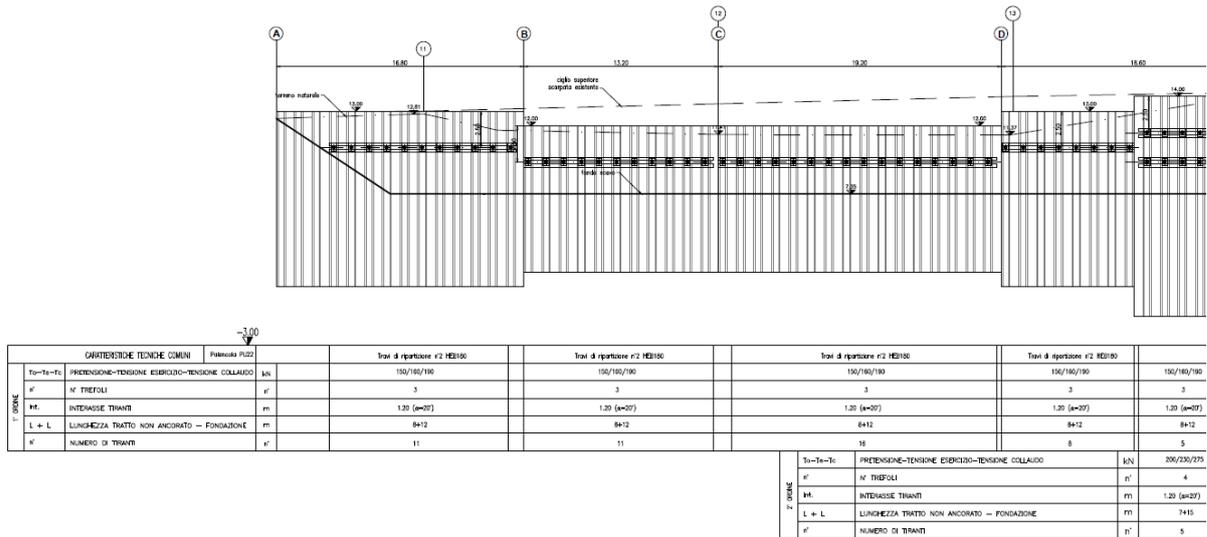


Figura 5- Muro spalla A: prospetto palancola parte 1

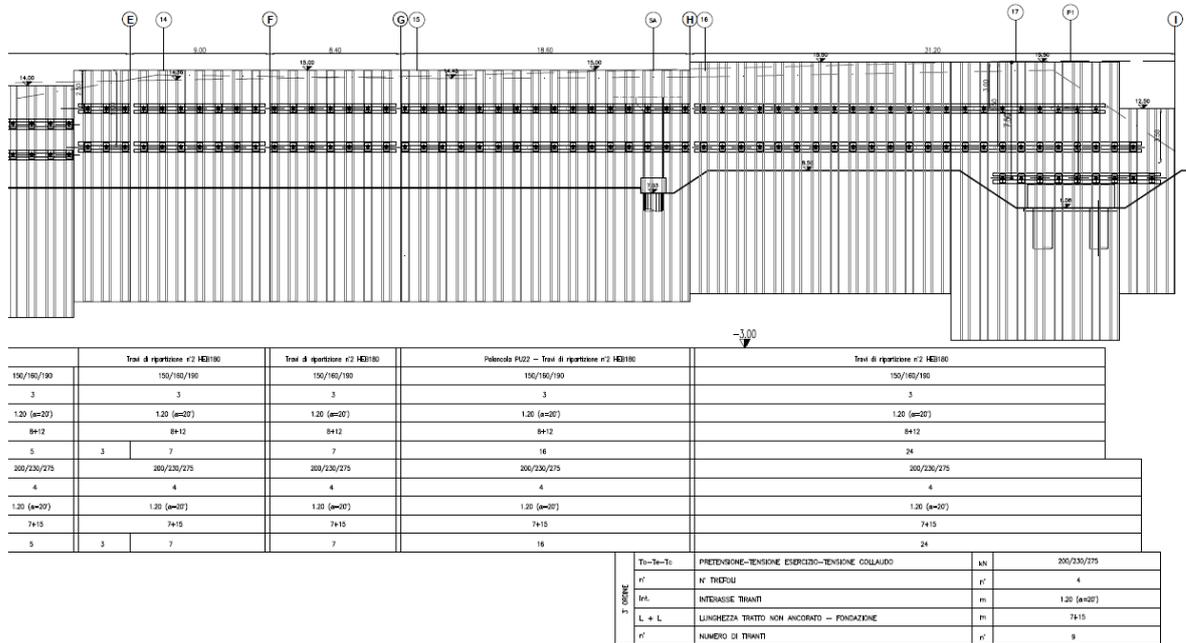


Figura 6- Muro spalla A : prospetto palancola parte 2

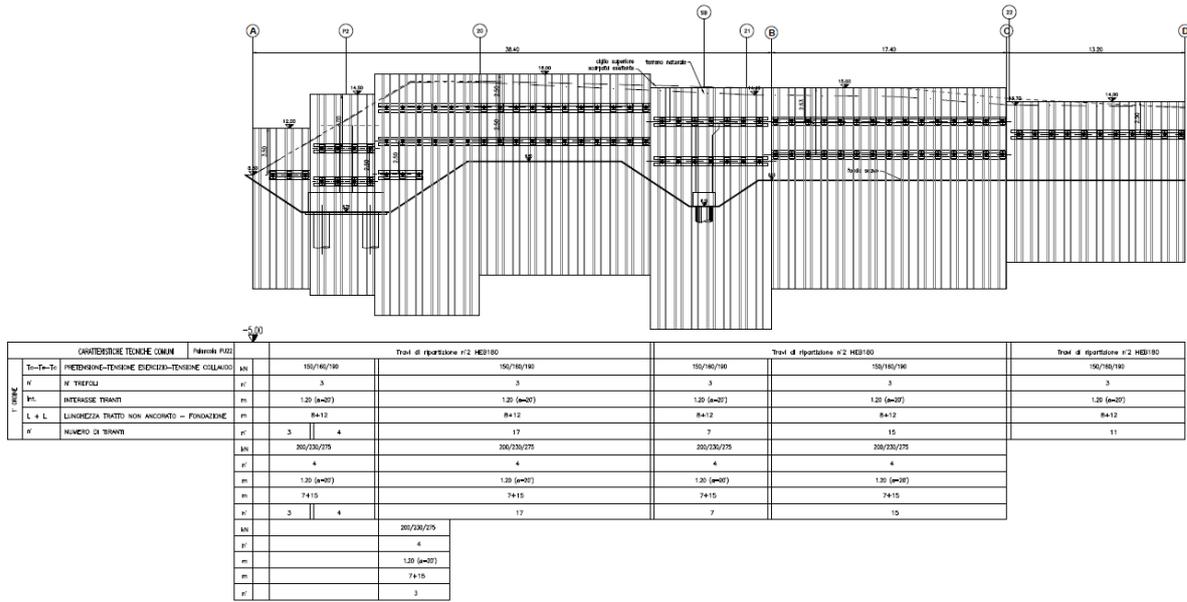


Figura 7- Muro spalla B : prospetto palancola

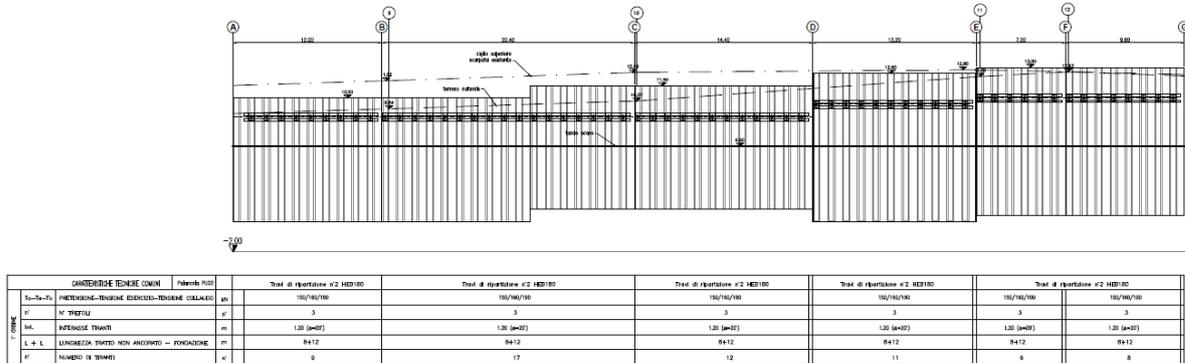


Figura 8- Muro rampa NU : prospetto palancola

Di seguito si sintetizzano le caratteristiche geometriche e strutturali delle sezioni di calcolo analizzate.

### **Sezione 15:**

Si tratta di una palancola provvisoria con due ordini di tiranti ed altezza massima di scavo pari a 7.2 m (misurata tra il piano stradale della rampa e la massima profondità di scavo prevista in progetto). Lo schema geometrico è rappresentato in figura 9:

Le caratteristiche della palancola sono le seguenti:

- Profilato minimo tipo PU22:
- Massa parete 144 kg / m<sup>2</sup>;
- Momento di inerzia minimo  $J = 49460 \text{ cm}^4 / \text{m}$ ;
- Lunghezza totale 15 m (di cui circa 0.5 m fuori terra).

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

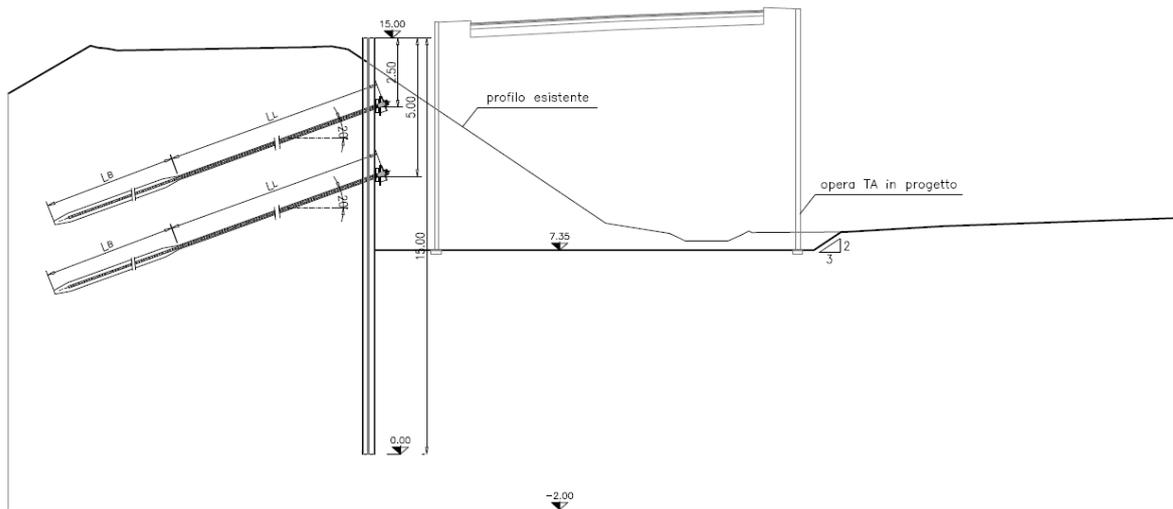
#### **1° ordine di tiranti**

- PreTensione / Tensione di esercizio / Tiro collaudo: 150 / 160 / 190 kN;
- n. trefoli: 3;
- Interasse tiranti: 1.20m;
- Inclinazione tirante rispetto all'orizzontale 20°;
- Lunghezza tratto passivo: 8m.
- Lunghezza tratto attivo (fondazione): 12m.

#### **2° ordine di tiranti**

- PreTensione / Tensione di esercizio / Tiro collaudo: 200 / 230 / 275 kN;
- n. trefoli: 4;
- Interasse tiranti: 1.20m;
- Inclinazione tirante rispetto all'orizzontale: 20°;
- Lunghezza tratto passivo: 7m.
- Lunghezza tratto attivo (fondazione): 15m.

Nella figura sottostante si riporta la sezione applicata dell'opera.



**Figura 9–sezione 15 (prog. 0+280.00)**

**Schema 17:**

Si tratta di una palancola provvisoria con tre ordini di tiranti ed altezza massima di scavo pari a 9.5 m (misurata tra il piano stradale della rampa e la massima profondità di scavo prevista in progetto). Lo schema geometrico è rappresentato in Figura 10:

Le caratteristiche della palancola sono le seguenti:

- Profilato minimo tipo PU22;
- Massa parete 144 kg / m<sup>2</sup>;
- Momento di inerzia minimo  $J = 49460 \text{ cm}^4 / \text{m}$ ;
- Lunghezza totale 18 m (di cui 0.5 m fuori terra).

Sono previsti 3 ordini di tiranti a trefoli, con le seguenti caratteristiche:

**1° ordine di tiranti**

- PreTensione / Tensione di esercizio / Tiro collaudo: 150 / 160 / 190 kN;
- n. trefoli: 3;
- Interasse tiranti: 1.20m;
- Inclinazione tirante rispetto all'orizzontale 20°;
- Lunghezza tratto passivo: 8m.
- Lunghezza tratto attivo (fondazione): 12m.

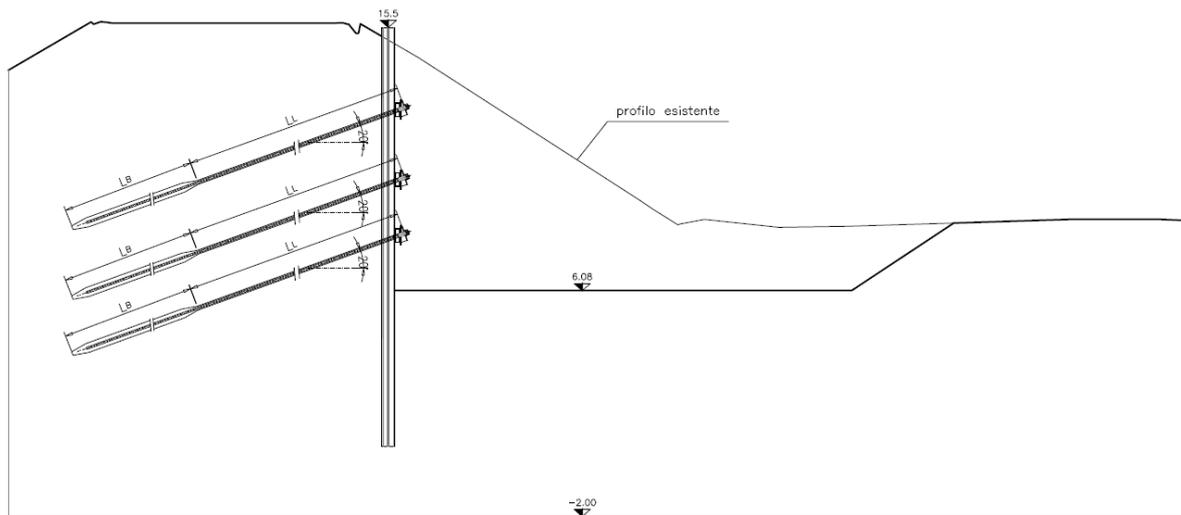
**2° ordine di tiranti**

- PreTensione / Tensione di esercizio / Tiro collaudo: 200 / 230 / 275 kN;
- n. trefoli: 4;
- Interasse tiranti: 1.20m;
- Inclinazione tirante rispetto all'orizzontale: 20°;
- Lunghezza tratto passivo: 7m.
- Lunghezza tratto attivo (fondazione): 15m.

**3° ordine di tiranti**

- PreTensione / Tensione di esercizio / Tiro collaudo: 200 / 230 / 275 kN;
- n. trefoli: 4;
- Interasse tiranti: 1.20m;
- Inclinazione tirante rispetto all'orizzontale: 20°;
- Lunghezza tratto passivo: 7m.
- Lunghezza tratto attivo (fondazione): 15m.

Nella figura sottostante si riporta la sezione applicata dell'opera.



**Figura 10–sezione 17(prog. 0+320.00)**

### 7.3 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Nel seguito si descrivono le stratigrafie ed i parametri geotecnici di progetto adottati per le due sezioni collocate.

La quota di riferimento per la stratigrafia è il p.c. a monte della paratia, che nel caso in esame coincide con il piano stradale della rampa da proteggere.

**Tabella 9– Quadro riassuntivo stratigrafie di riferimento**

SCHEMA SEZIONE 15		
Unità	Quota relativa	Falda
<b>R</b>	0 a -6,1 m	-7.3m
<b>1a</b>	da -6,1 a -6,9 m	
<b>3a</b>	da -6,9 a -7,9 m	
<b>3b</b>	da -7,9 a -10,6 m	
<b>1b</b>	da -10,6 a -15,6 m	
<b>1c</b>	da -15,6 a -17,8 m	
<b>2</b>	da -17,8 a -20,9 m	

SCHEMA SEZIONE 17		
Unità	Quota relativa	Falda
<b>R</b>	0 a -6,6 m	-7.3m
<b>1a</b>	da -6,6 a -7,4 m	
<b>3a</b>	da -7,4 a -8,4 m	
<b>3b</b>	da -8,4 a -11,1 m	
<b>1b</b>	da -11,1 a -16,1 m	
<b>1c</b>	da -16,1 a -18.3 m	
<b>2</b>	da -18,3 a -21.4 m	

**Tabella 10– Parametri geotecnici caratteristici**

Unità	Peso di volume $\gamma_k$	Angolo di resistenza al taglio residuo $\phi_k$	Coesione efficace $c'_k$	Modulo di Young di primo carico $E_{vc}$	Modulo di Young di scarico/ricarico $E_{ur}$
	kN/m <sup>3</sup>	°	kPa	MPa	MPa
<b>Rilevato</b>	19	35	0	30	45
<b>1a</b>	19	23.5	5	12	18
<b>1b</b>	19.5	25	5	12	18
<b>1c</b>	19.5	34	0	12	18
<b>2</b>	19	25	5	12	18
<b>3a</b>	17	20	0	12	18
<b>3b</b>	17	24	0	12	18

essendo:

$\gamma$  = peso di volume naturale

$c'$  = coesione drenata

$\phi'$  = angolo d'attrito in termini di sforzi efficaci

$E_{vc}$  = modulo elastico di primo carico

$E_{ur}$  = modulo elastico di scarico/ricarico

#### 7.4 CRITERI DI VERIFICA DELLE PARATIE

Le paratie vengono progettate in accordo a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, 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*).

Per ogni Stato Limite Ultimo occorre che sia verificata la condizione:  $E_d \leq R_d$ .

Si fa riferimento a:

- **Combinazione A1+M1 (STR)**

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  $\gamma_G$  applicabile ed 1.3:  
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  $\gamma_Q$  applicabile ed 1.3:  
Sfavorevole  $\rightarrow 1.5/1.3=1.154$ .

Le sollecitazioni risultanti dovranno essere poi amplificate per il coefficiente  $\gamma_{G1} = 1.30$  per ottenere l'azione di progetto.

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

- **Combinazione A2+M2 (GEO)**

- I carichi permanenti vengono moltiplicati per un coefficiente parziale  $\gamma_G$  (set A2) pari a:  
Sfavorevole  $\rightarrow 1.0$
- I sovraccarichi accidentali vengono moltiplicati per un coefficiente parziale  $\gamma_Q$  (set A2) pari a:  
Sfavorevole  $\rightarrow 1.3$

I coefficienti parziali sui parametri geotecnici caratteristici  $\gamma_M$  (set M2) sono quelli indicati nella tabella 6.2.II delle N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008, ovvero:

$\tan \phi'_k$	1.25	tangente dell'angolo di resistenza al taglio
$c'_k$	1.25	coesione efficace
$c_{uk}$	1.4	coesione non drenata
$\gamma$	1.0	peso di volume

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

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

**Combinazione 1**

- verifica della resistenza strutturale della paratia - R1:  $\gamma_R = 1.0$  (Tabella. 6.5.I NTC2008).
- verifica a sfilamento degli ancoraggi (vd. Par.8.7).
- verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi (vd. Par.8.7) - R1:  $\gamma_R = 1.0$  (Tabella. 6.5.I NTC2008).

**Combinazione 2**

- assenza di fenomeni di collasso dell'opera - R1:  $\gamma_R = 1.0$  (Tabella 6.5.I NTC2008).

- verifica di stabilità dell'insieme opera-terreno (par. 6.5.3.1.2 NTC2008) - R2:  $\gamma_R = 1.1$  (Tabella 6.8.I NTC2008).

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere anche la verifica degli eventuali ancoraggi, come descritto nello specifico nel paragrafo seguente.

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.

## 7.5 CRITERI DI VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

In accordo al punto 6.6.2. delle *N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008*, 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 viene eseguita con riferimento alla combinazione *A1+M1+R3*, utilizzando, per il set *R3*, i seguenti valori dei coefficienti parziali  $\gamma_R$ :

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

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  $\xi_a$  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  $(45^\circ - \varphi/2)$  sulla verticale, parallelo al piano passante per il piede della paratia e da esso distante  $0.20 h$  (con  $h$  altezza fuori scavo della paratia).

## 7.6 VERIFICHE ESEGUITE

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

### 7.6.1 Parametri geotecnici utilizzati

**Tabella 11– Parametri M1**

Unità	Peso di volume $\gamma_k$	Angolo di resistenza al taglio residuo $\phi_k$	Coesione efficace $c_k$	Modulo di Young di primo carico $E_{VC}$	Modulo di Young di scarico/ricarico $E_{UR}$
	kN/m <sup>3</sup>	°	kPa	MPa	MPa
<b>Rilevato</b>	19	35	0	30	45
<b>1a</b>	19	23.5	5	12	18
<b>1b</b>	19.5	25	5	12	18
<b>1c</b>	19.5	34	0	12	18
<b>2</b>	19	25	5	12	18
<b>3a</b>	17	20	0	12	18
<b>3b</b>	17	24	5	12	18

**Tabella 12– Parametri M2**

Unità	Peso di volume $\gamma_k$	Angolo di resistenza al taglio residuo $\phi_k$	Coesione efficace $c_k$	Modulo di Young di primo carico $E_{VC}$	Modulo di Young di scarico/ricarico $E_{UR}$
	kN/m <sup>3</sup>	°	kPa	MPa	MPa
<b>Rilevato</b>	19	29.25	0	30	45
<b>1a</b>	19	19.2	4	12	18
<b>1b</b>	19.5	20.45	4	12	18
<b>1c</b>	19.5	28.35	0	12	18
<b>2</b>	19	20.45	4	12	18
<b>3a</b>	17	16.2	0	12	18
<b>3b</b>	17	19.6	4	12	18

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);

**Tabella 13– Coefficienti di spinta M1 ed M2**

Condizioni M1			
Unità	Angolo di resistenza al taglio residuo $\phi_k$	$k_A$	$k_P$
	°		
<b>Rilevato</b>	35	0.235	6.199
<b>1a</b>	23.5	0.381	3.031
<b>1b</b>	25	0.359	3.319
<b>1c</b>	34	0.245	5.78
<b>2</b>	24	0.374	3.139
<b>3a</b>	20	0.44	2.511
<b>3b</b>	24	0.374	3.139

Condizioni M2			
Unità	Angolo di resistenza al taglio residuo $\phi_k$	$k_A$	$k_P$
	°		
<b>Rilevato</b>	29.25	0.301	4.24
<b>1a</b>	19.2	0.454	2.409
<b>1b</b>	20.5	0.431	2.578
<b>1c</b>	28.35	0.312	4.013
<b>2</b>	19.6	0.432	2.571
<b>3a</b>	16.2	0.513	2.071
<b>3b</b>	19.6	0.447	2.46

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

- nella configurazione di esercizio, la falda lato monte è mantenuta alla quota indicata in **Tabella 9**;
- 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 (punto di equilibrio delle pressioni a profondità infinita) in quanto tale ipotesi generalmente massimizza le sollecitazioni sugli elementi strutturali.

### 7.6.2 Analisi eseguite

Il dimensionamento delle opere di sostegno viene eseguito utilizzando il programma PARATIE 7.0 Ceas. In particolare vengono analizzati tutti i casi di verifica, secondo i criteri esposti nei paragrafi precedenti, come segue: SLE, SLU (A1+M1), SLU (A2+M2).

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno, viene svolta con il programma Slide 7.

### 7.6.3 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*:

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

dove:

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

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

$R_{akTIR}$  = valore caratteristico della resistenza allo sfilamento

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

$\gamma_{RTIR}$  = coefficiente parziale 1.1 tiranti temporanei

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

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

in cui:

$D_{perf}$  = diametro di perforazione

$L_{bulbo}$  = lunghezza del bulbo

$\alpha$  = coefficiente empirico correlato con la metodologia di esecuzione delle iniezioni del tratto di fondazione

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

$\xi_{a3}$ ,  $\xi_{a4}$  = 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 iniezioni ripetute in pressione (I.R.S.)

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

#### 7.6.4 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  $f_{p(1)k} \leq 1670$  MPa e tensione caratteristica di rottura  $f_{ptk} \leq 1860$  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:

$$R_{tdTIR} = f_{yd} \cdot A \cdot n$$

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*:

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

essendo:

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

$\gamma_s$  = coefficiente parziale di sicurezza = 1.15

Quindi  $f_{yd} = 1452$  MPa.

Si dovrà verificare che:

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

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:

$$R_{p(1)kTIR} \geq R_{akTIR}$$

### 7.6.5 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*.

Il momento flettente  $M_{max}$  ed il taglio massimo  $T_{max}$  sono calcolati modellando la trave di ripartizione come una trave continua su 4 appoggi disposti ad un interasse pari all'interasse fra i tiranti  $i$  e sollecitata da un carico uniformemente ripartito pari alla reazione dei tiranti

$$F_h = N_Q / i$$

$$M_{Ed} = \frac{N_Q}{i} \frac{i^2}{10}$$

$$T_{Ed} \cong \frac{N_Q}{i} \frac{i}{2}$$

Note le massime sollecitazioni di taglio e momento flettente in condizione di SLU la verifica delle travi di ripartizione 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;

$$M_{y,V,Rd} = \left( W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_V^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot f_{yd} \geq M_{Ed}$$

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;

$$M_{N,y,Rd} = M_{c,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0.5 \cdot a) \geq M_{Ed}$$

presso-tenso-flessione, per profilati ad I, ad H e a U;

$$M_{y,V,N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot (1 - \rho) \cdot (1 - n) / (1 - 0.5 \cdot a) \geq M_{Ed}$$

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  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} > \min \left\{ a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A ; 0.5 \right\}$

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  $\rho$  sono l'area resistente a taglio e il relativo fattore di riduzione della resistenza a flessione, dati dalle seguenti:

$$A_V = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \quad \text{per i profilati ad I e ad H;}$$

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

### 7.6.6 Verifica di stabilità dell'opera (stabilità locale del piede della paratia)

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

La verifica è condotta, in accordo alla normativa (par. 6.5.3.1.2 NTC2008), secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2, ovvero A2+M2+R1. Si verifica inoltre che in esercizio venga mobilitato un valore della resistenza passiva caratteristica di valle inferiore al 70% di quella disponibile.

### 7.6.7 Verifica di stabilità globale opera - terreno

La stabilità globale dell'insieme opera-terreno deve essere verificata secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2: A2+M2+R2.

Tale verifica è stata condotta mediante un calcolo all'equilibrio limite per mezzo del software Slide 7; tra i metodi di calcolo proposti si è scelto di considerare il metodo di Bishop. Le sezioni di calcolo considerate sono quelle relative alle condizioni di scavo massimo, che si hanno in corrispondenza delle sezioni esaminate con il programma Paratie o dei soli scavi in generale.

La ricerca delle potenziali superfici di scorrimento viene effettuata imponendo il punto di passaggio per il piede della paratia, ovvero escludendo le superfici che interessano la paratia stessa, le cui condizioni di stabilità vengono implicitamente analizzate mediante l'analisi sforzi-deformazioni eseguita con il programma Paratie.

Tale verifica si ritiene soddisfatta verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni  $E_d$  e delle resistenze  $R_d$ .

Ciò viene svolto determinando la condizione di minimo per il rapporto  $R_d/E_d$ , applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche, ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici. Il coefficiente riduttivo R2 va applicato sulla resistenza globale del sistema.

Pertanto, definendo  $R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R$ , con R la resistenza globale del sistema, la verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} = \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

La verifica quindi è soddisfatta quando la superficie di scorrimento più critica fra quelle possibili corrisponde ad un fattore di sicurezza  $\geq 1.1$ , ovvero:

$$R_d/E_d \geq \gamma_R \text{ con } \gamma_R = 1.1.$$

## 7.7 SEZIONE DI CALCOLO PALANCOLATO SCHEMA “SEZIONE 15”

### 7.7.1 Fasi e analisi

Le fasi di calcolo per l'analisi della paratia sono le seguenti. La quota di zero coincide con il p.c. a monte della paratia.

- fase 0 esecuzione del palancolato;
- fase 1 condizione geostatica, profilo a monte p.c. orizzontale;
- fase 2 scavo a -2.5 m;
- fase 3 messa in opera del 1° ordine di tiranti a -2.0 m
- fase 4 scavo a -5.0 m
- fase 5 messa in opera del 2° ordine di tiranti a -4.5 m
- fase 6 scavo finale a -7.2 m da testa palancola

Nel calcolo è stato considerato a monte un carico accidentale stradale (20 kPa) uniformemente distribuito. I tiranti hanno interasse 1.2 m.

### 7.7.2 Risultati sezione 15

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

#### SLE

- spostamento massimo a profondità -9 m  $\delta$  19.8 mm
- spinta passiva mobilitata 63%

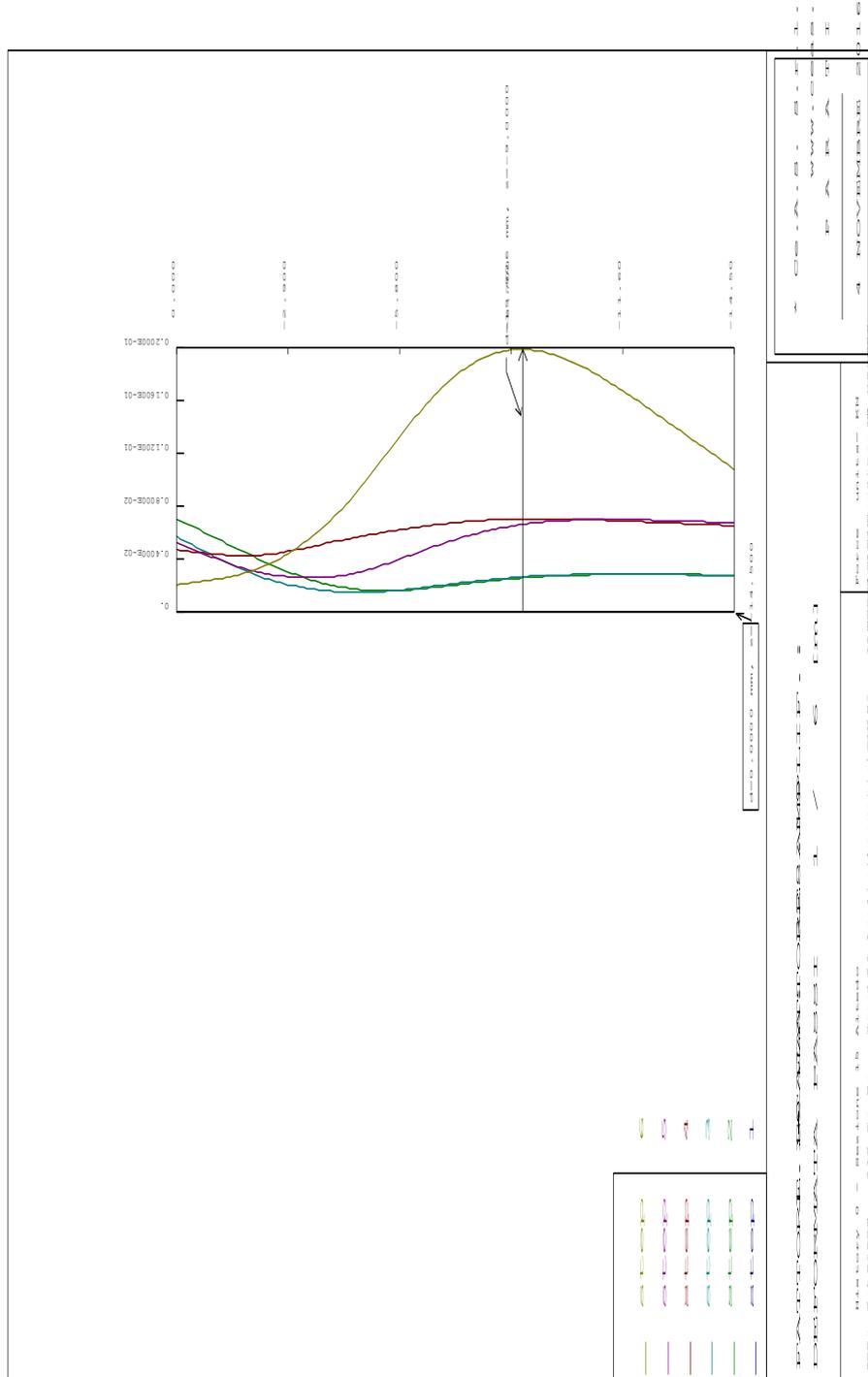
#### A1+M1

- momento flettente massimo  $M_{MAX}$  196 kNm/m
- taglio massimo  $T_{MAX}$  185 kN/m
- spinta passiva mobilitata 64%
- sollecitazione assiale massima 1° ordine  $P_{1d} = 132 \cdot 1.2 \cdot 1.3 = 206$  kN
- sollecitazione assiale massima 2° ordine  $P_{2d} = 199 \cdot 1.2 \cdot 1.3 = 310$  kN

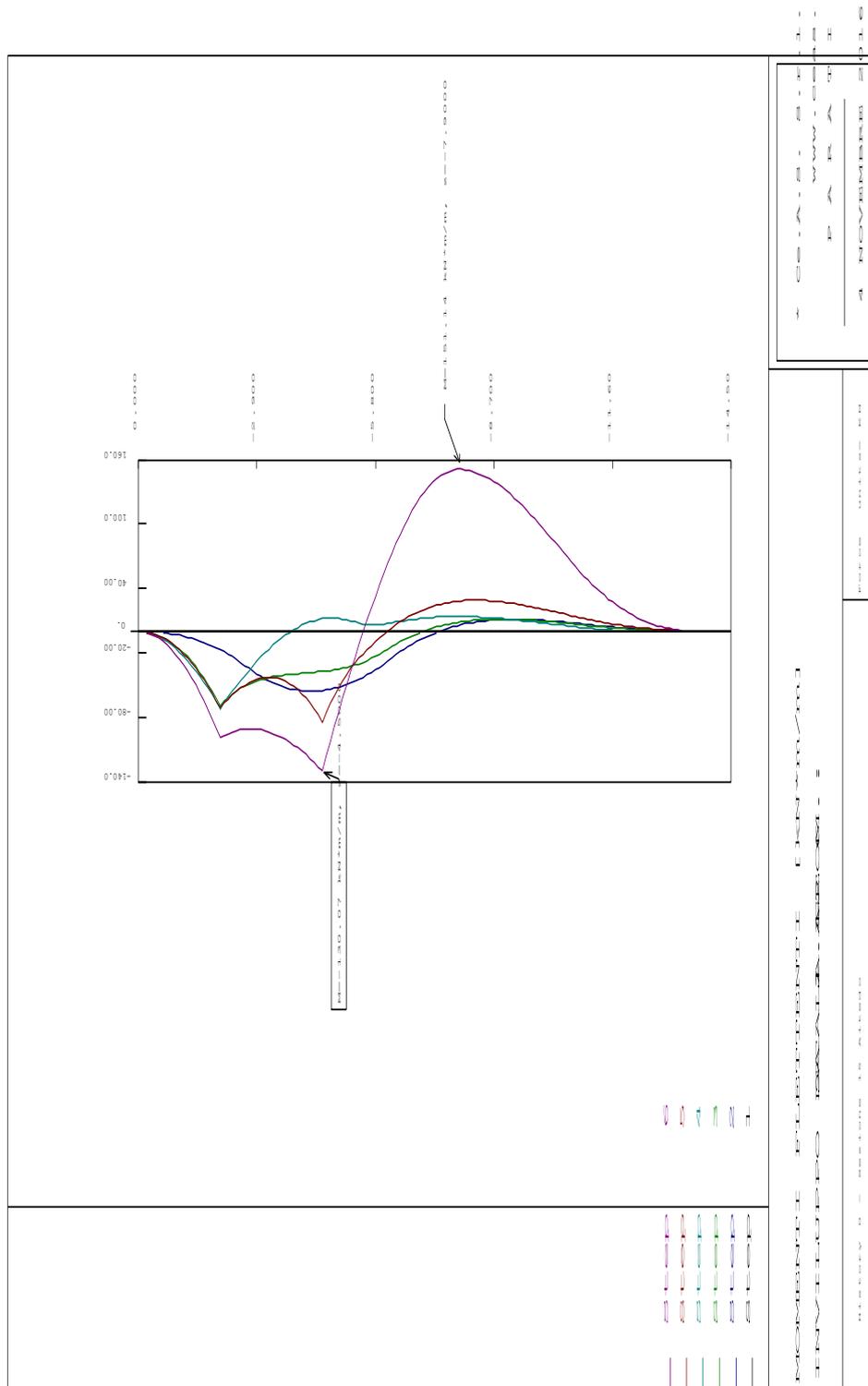
#### A2+M2

- spinta passiva mobilitata 90%

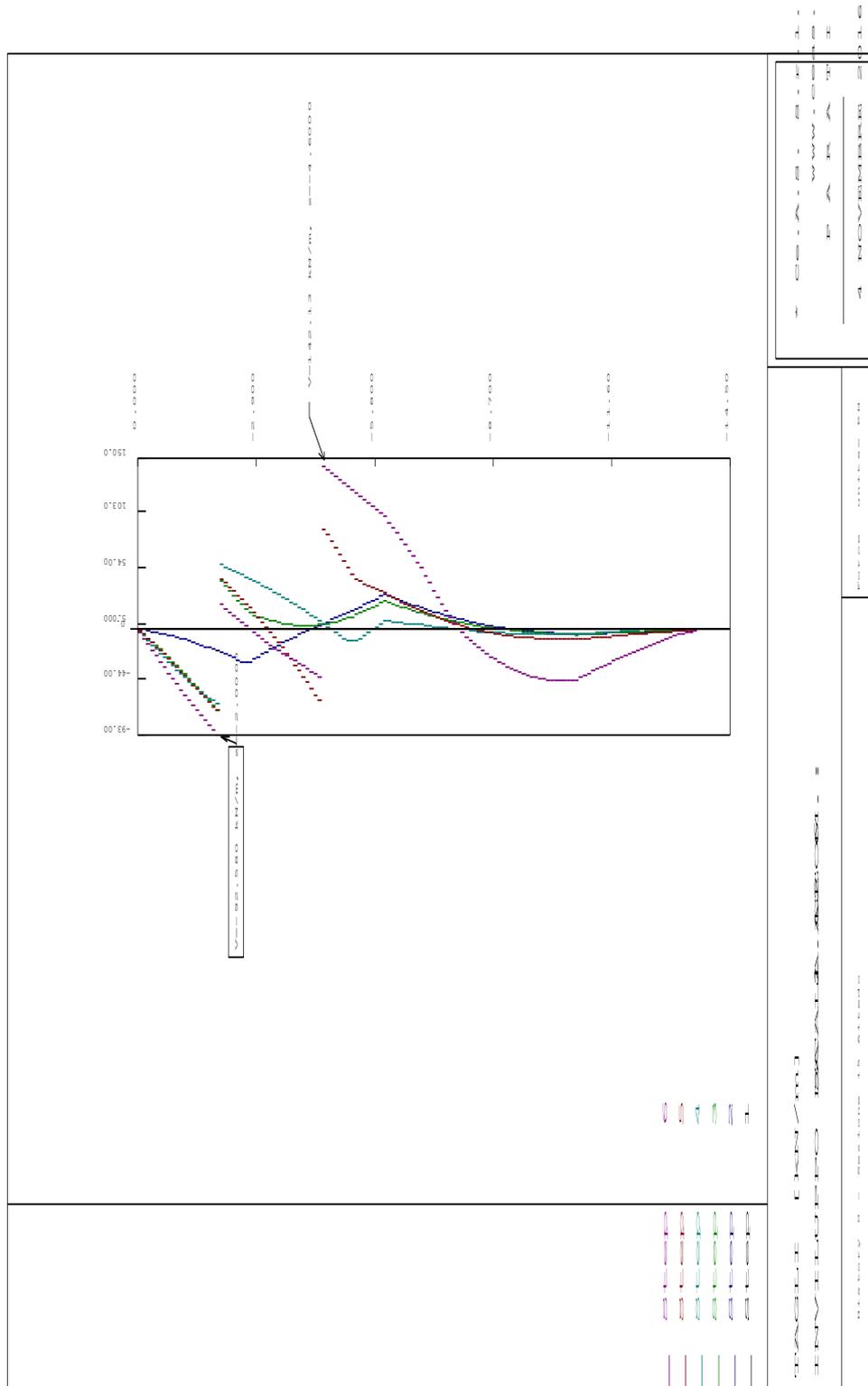
Nelle seguenti figure si riportano i risultati delle analisi.



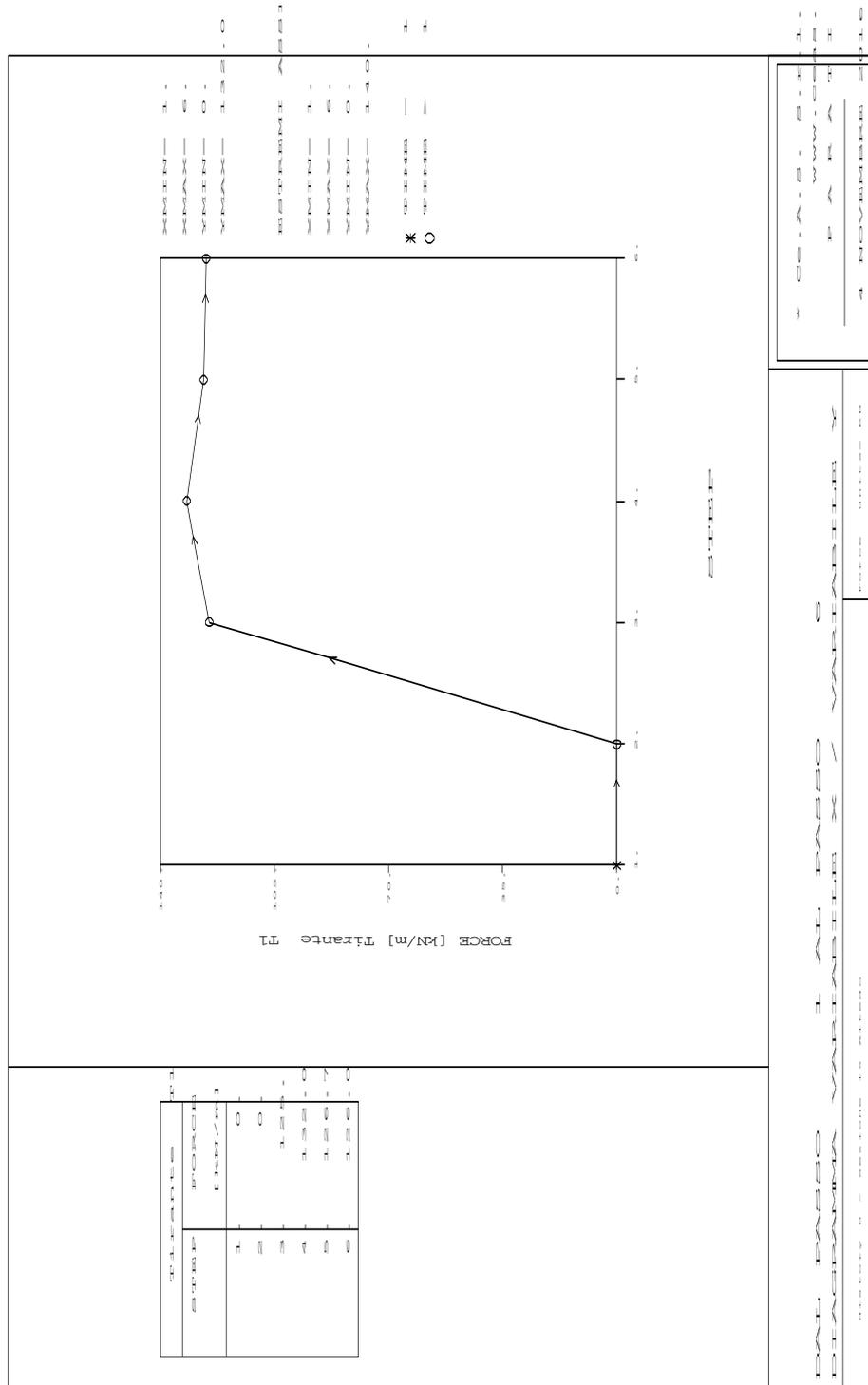
**Figura 11: SLE – Schema sezione 15, Diagramma di spostamento**



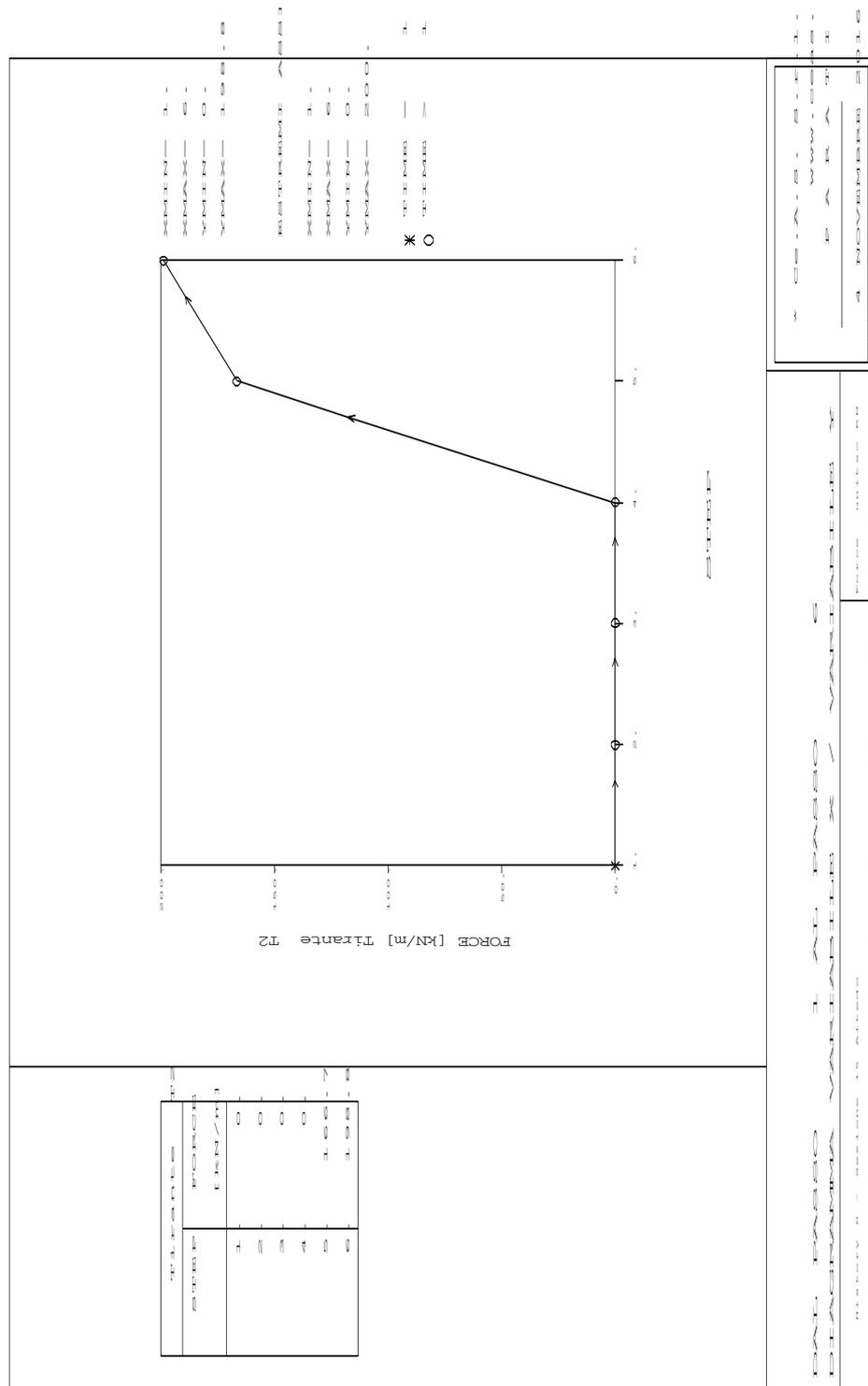
**Figura 12: SLU A1 - Schema sezione 15, Diagramma del momento flettente**



**Figura 13: SLU A1 - Schema sezione 15, Diagramma del taglio**



**Figura 14: SLU A1 - Schema sezione 15, Azione assiale massima nei tiranti del 1° ordine**



**Figura 15: SLU A1 - Schema sezione 15, Azione assiale massima nei tiranti del 2° ordine**

### 7.7.3 Verifica dell'armatura delle palancole

Nel presente caso è stato previsto l'impiego del profilato con caratteristiche tecniche minime corrispondenti alla tipologia PU22 con acciaio tipo S355.

Figura 16 - Sezione tipo delle palancole

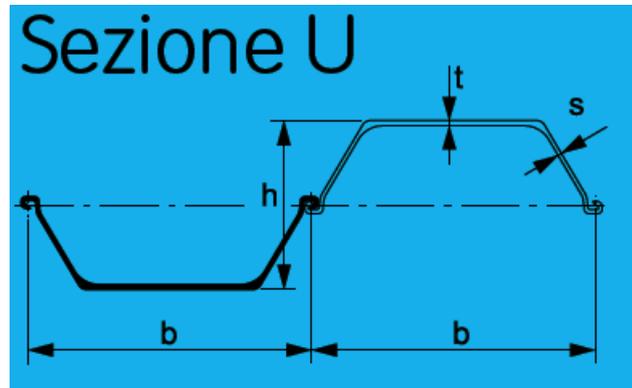


Figura 17 - Caratteristiche del profilo minimo PU22

Sezione	Lar- ghezza b mm	Altez- za h mm	Spessore t mm s mm		Area della sezione cm <sup>2</sup> /m	Massa Palanca Singola kg/m	Parete kg/m <sup>2</sup>	Mo- mento d'inertza cm <sup>4</sup> /m	Modulo di resistenza elastico cm <sup>3</sup> /m	Mo- mento Statico cm <sup>3</sup> /m	Modulo di resistenza plastico cm <sup>3</sup> /m	Classe <sup>1)</sup>						
PU 22	600	450	12,1	9,5	183	86,1	144	49460	2200	1275	2580	S 240 GP	S 270 GP	S 320 GP	S 355 GP	S 390 GP	S 430 GP	S 460 AP

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:

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

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

Dove:

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

Le sollecitazioni massime allo SLU riportate precedentemente, (analisi A1+M1) sono di seguito riassunti:

Tipo	Md (kNm / m)	Td (kN / m)
Schema sezione 15	196	185

Le verifiche sono soddisfatte.

#### 7.7.4 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.8.8.3 considerando il coefficiente  $\zeta = 1.8$  (relativo ad una verticale di indagine) e  $\gamma_R = 1.1$  (per tirante temporaneo).

**Tabella 14- Schema sezione 15, Resistenza e verifica a sfilamento**

Sezione	Ordine	$P_D$ kN	$D_p$ mm	$\alpha_{Tlim}$ kPa	$\gamma_R$ -	$\zeta$ -	$L_a$ m	$R_{ed}$ kN	FS
-	-								-
15	1	206	160	100	1.1	1.8	12	305	1.48
15	2	310	160	100	1.1	1.8	15	381	1.23

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

#### 7.7.5 Verifica della resistenza strutturale dell'ancoraggio

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

Per i tiranti la resistenza di calcolo dell'acciaio si calcola come:

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

essendo:

$f_{yk}$  = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio per trefoli = 1670 MPa

$\gamma_s$  = coefficiente parziale = 1.15

Quindi  $f_{yd} = 1452$  MPa

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

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  $R_{p(1)k\ TIR} \leq R_{ak\ TIR}$ .

**Tabella 15- Schema sezione 15, Resistenza di progetto dei tiranti**

Sezione	Ordine	n <sub>tr</sub>	$f_{p(1)k}$ kPa	A (0.6") mm <sup>2</sup>	$R_{yd}$ kN	$P_D$ kN	FS
-	-	-	-	-	-	-	-
15	1	3	1670	139	606	206	2.94
15	2	4	1670	139	807	310	2.60

Le verifiche risultano soddisfatte.

#### 7.7.6 Verifica delle travi di ripartizione

La tensione di progetto dell'acciaio  $f_{yd}$ , si ottiene dalla tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio  $f_{yk}$  (355 MPa), fattorizzata con il coefficiente parziale  $\gamma_s = 1.05$ . Le principali caratteristiche della sezione sono le seguenti:

##### Profilo: HE 180 B

n. profili =	2	
classe:	2	
$W_{el}$ =	312	cm <sup>3</sup>
A =	54	cm <sup>2</sup>
$W_{pl}$ =	354	cm <sup>3</sup>
$A_v$ =	17.6	cm <sup>2</sup>
b =	160	mm
h =	160	mm
$t_w$ =	8	mm
$t_f$ =	13	mm
r =	15	mm

Nella seguente tabella si riportano i risultati delle verifiche, che risultano sempre soddisfatte:

Tabella 16– Verifica delle travi di ripartizione dei tiranti

DATI TIRANTI				AZIONI DI PROGETTO (F <sub>Ed</sub> )			RESISTENZE DI PROGETTO (R <sub>d</sub> )						VERIFICA (>1)
Sezione	Ordine	P <sub>d</sub> kN	i m	N <sub>Ed</sub> kN	M <sub>Ed</sub> kNm	V <sub>Ed</sub> kNm	N <sub>pl,Rd</sub> kN	M <sub>c,Rd</sub> kNm	V <sub>c,Rd</sub> kNm	M <sub>y,V,Rd</sub> kNm	M <sub>N,y,Rd</sub> kNm	M <sub>y,V,Rd</sub> kNm	(R <sub>d</sub> /F <sub>Ed</sub> ) <sub>min</sub>
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	--
15	1	206	1.20	0	25	103	4416	326	792	326	326	326	7.70
15	2	310	1.20	0	37	155	4416	326	792	326	326	326	5.11

### 7.7.7 Verifica della resistenza del terreno a valle

Nella combinazione A2 - M2, la spinta passiva mobilitata a valle è pari al 90% di quella disponibile e pertanto la verifica è soddisfatta.

Si verifica inoltre che nella combinazione A1-M1 essa risulti inferiore al 70% di quella disponibile. Nel caso in oggetto essa è pari al 64% e quindi verificata.

### 7.7.8 Verifiche SLE

Come riportato al paragrafo 7.7.1 ed illustrato nel diagramma di spostamento (**Figura 11**), il valore massimo di spostamento ottenuto è compatibile con i requisiti prestazionali dell'opera e pertanto accettabile.

## 7.8 SEZIONE DI CALCOLO PALANCOLATO SCHEMA “SEZIONE 17”

### 7.8.1 Fasi e analisi

Le fasi di calcolo per l'analisi della paratia sono le seguenti. La quota di zero coincide con il p.c. a monte della paratia.

- |        |  |
|--------|--|
| fase 0 | esecuzione del palancoato;                               |
| fase 1 | condizione geostatica, profilo a monte p.c. orizzontale; |
| fase 2 | scavo a -3.0 m;  |
| fase 3 | messa in opera del 1° ordine di tiranti a -2.5 m         |
| fase 4 | scavo a -5.5 m   |
| fase 5 | messa in opera del 2° ordine di tiranti a -5.0 m         |
| fase 6 | scavo a -7.5 m   |

fase 7 messa in opera del 3° ordine di tiranti a -7.0 m

fase 8 scavo finale a -9.0 m

Nel calcolo è stato considerato a monte un carico accidentale stradale (20 kPa) uniformemente distribuito. I tiranti hanno interasse 1,2 m.

### 7.8.2 Risultati sezione 17

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

#### SLE

- spostamento massimo a profondità -11.1 m  $\delta$  33.65 mm
- spinta passiva mobilitata 52%

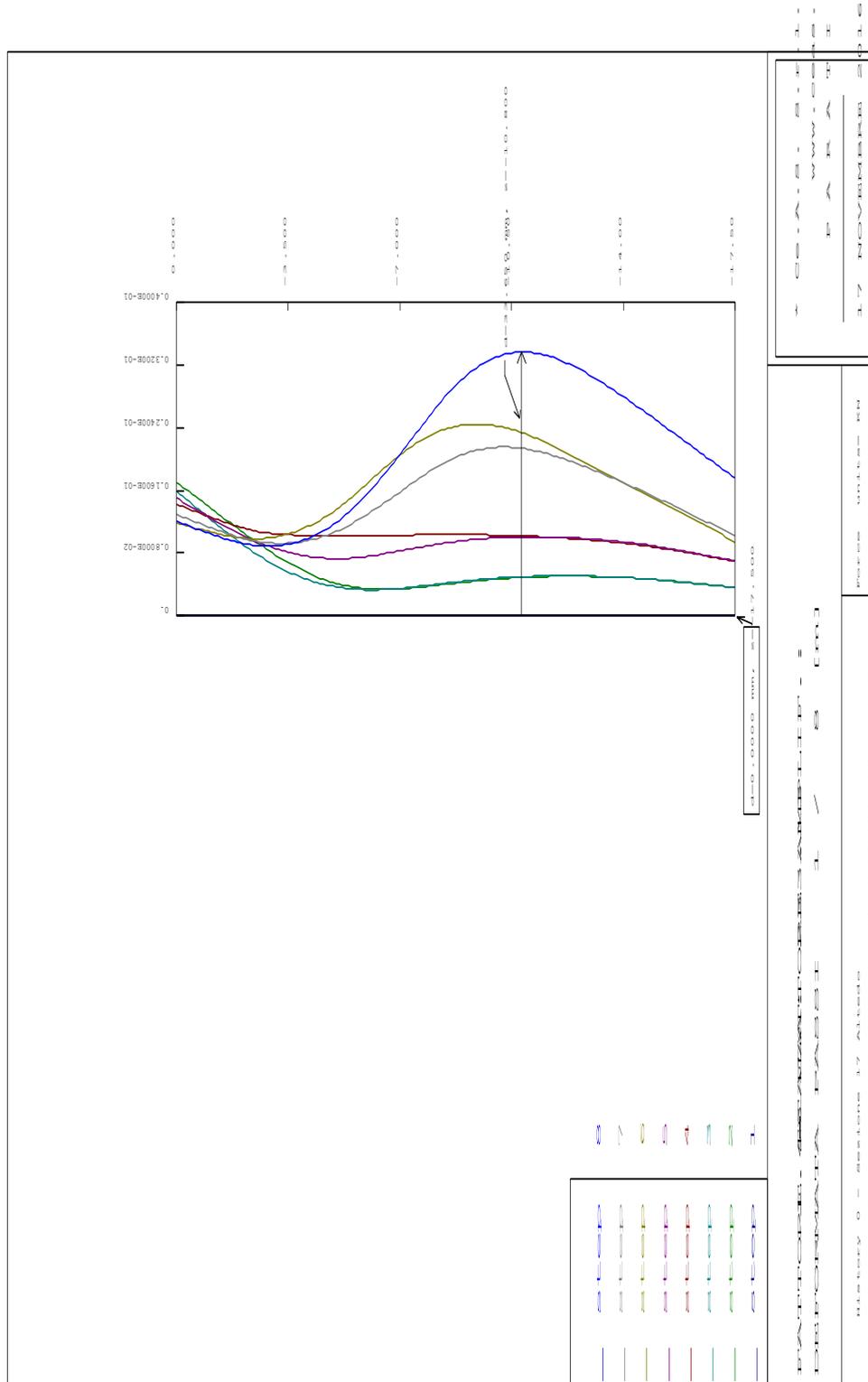
#### A1+M1

- momento flettente massimo  $M_{MAX}$  287.86 kNm/m
- taglio massimo  $T_{MAX}$  259.59 kN/m
- spinta passiva mobilitata 53%
- sollecitazione assiale massima 1° ordine  $P1d = 140 \cdot 1.2 \cdot 1.3 = 218$  kN
- sollecitazione assiale massima 2° ordine  $P2d = 209 \cdot 1.2 \cdot 1.3 = 326$  kN
- sollecitazione assiale massima 3° ordine  $P2d = 198 \cdot 1.2 \cdot 1.3 = 309$  kN

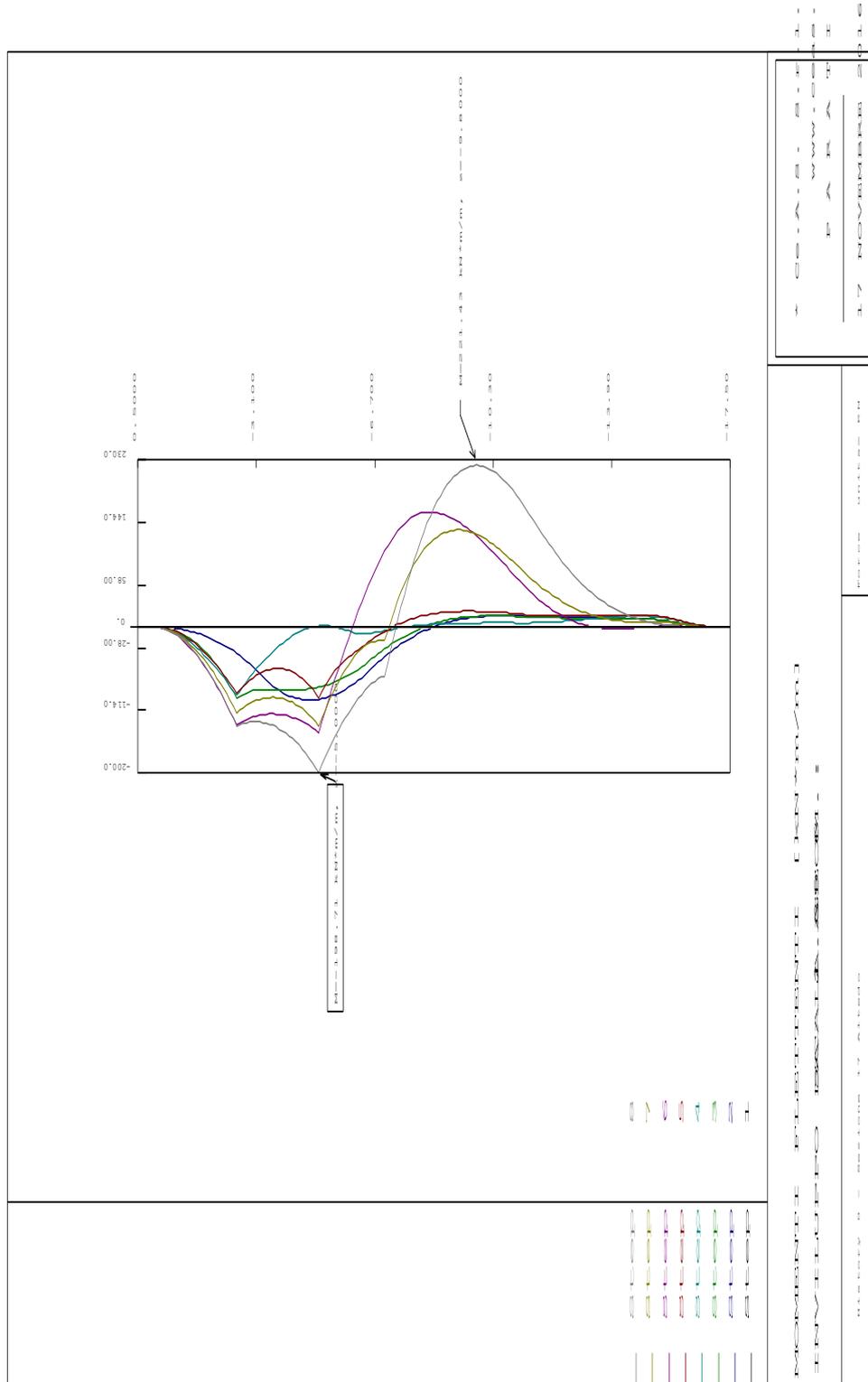
#### A2+M2

- spinta passiva mobilitata 79%

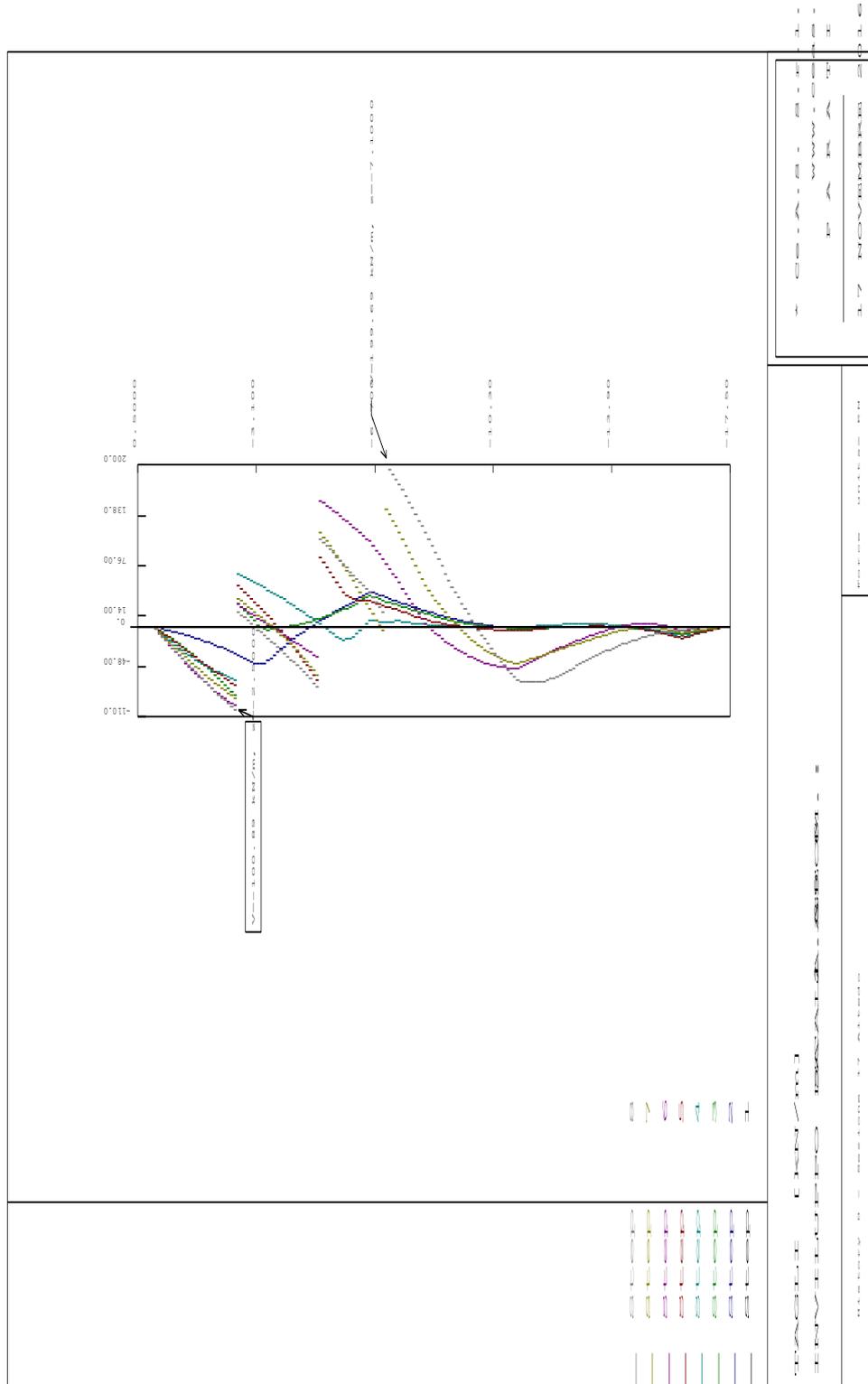
Nelle seguenti figure si riportano i risultati delle analisi.



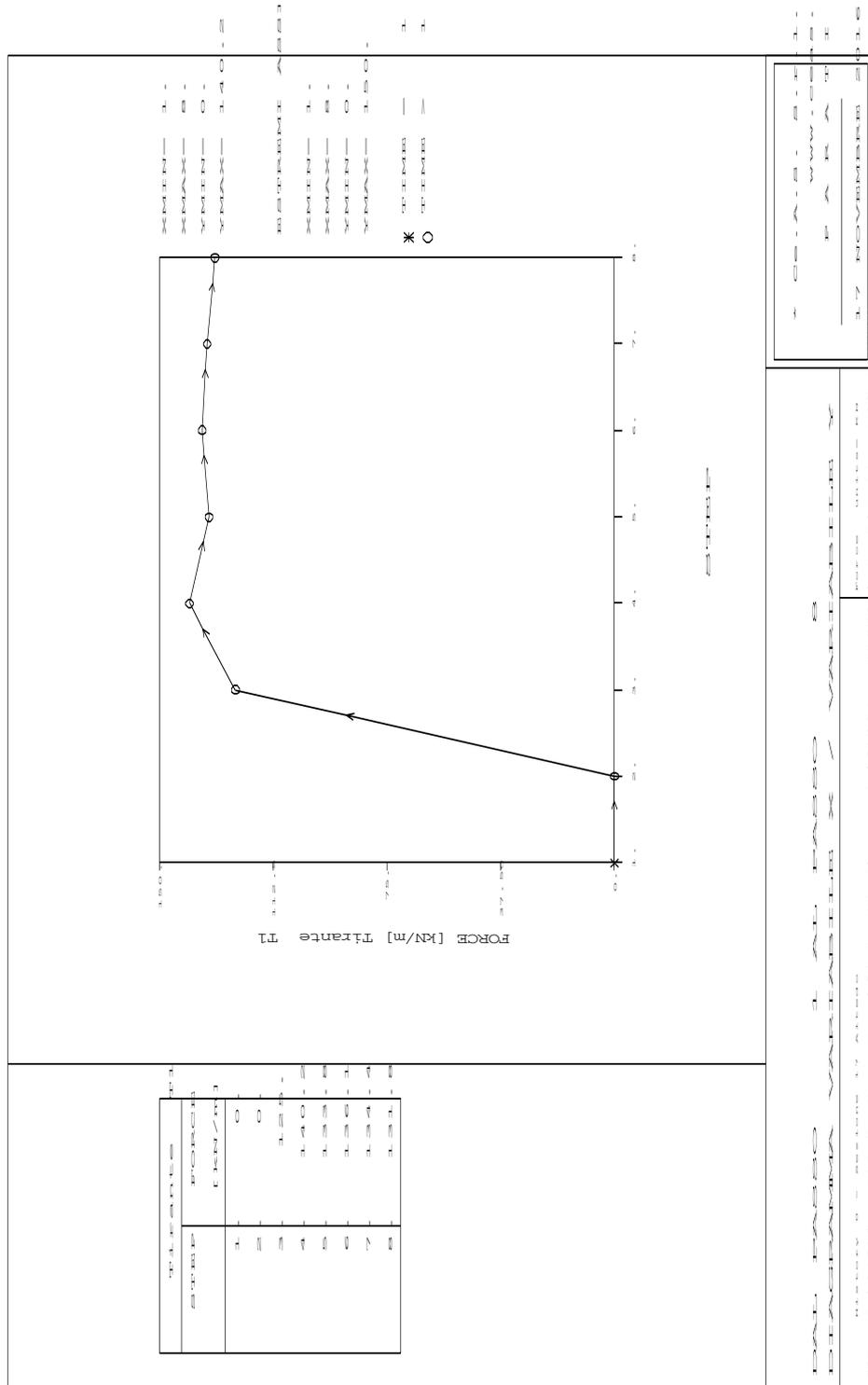
**Figura 18: SLE – Schema sezione 17, Diagramma di spostamento**



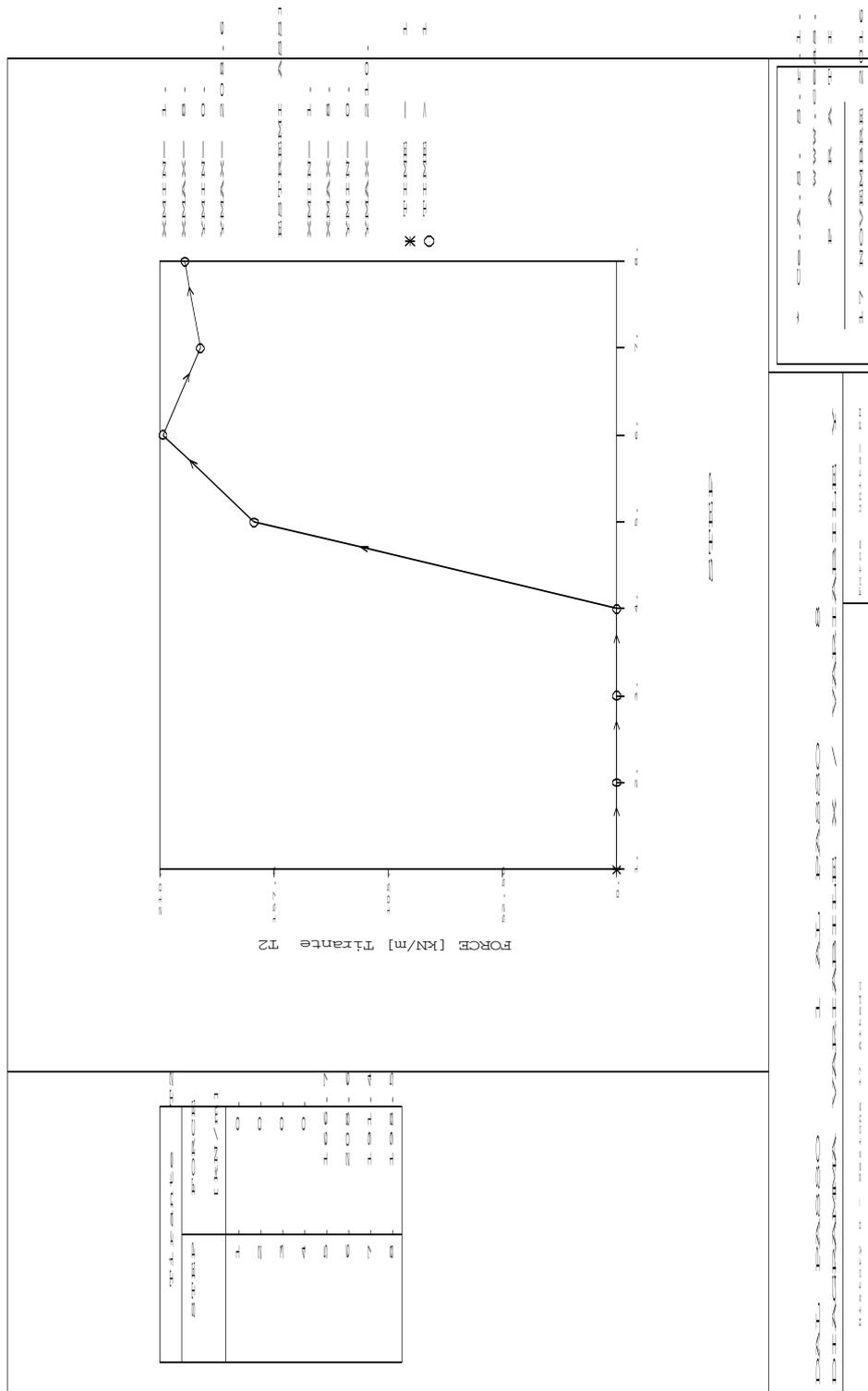
**Figura 19: SLU A1 - Schema sezione 17, Diagramma del momento flettente**



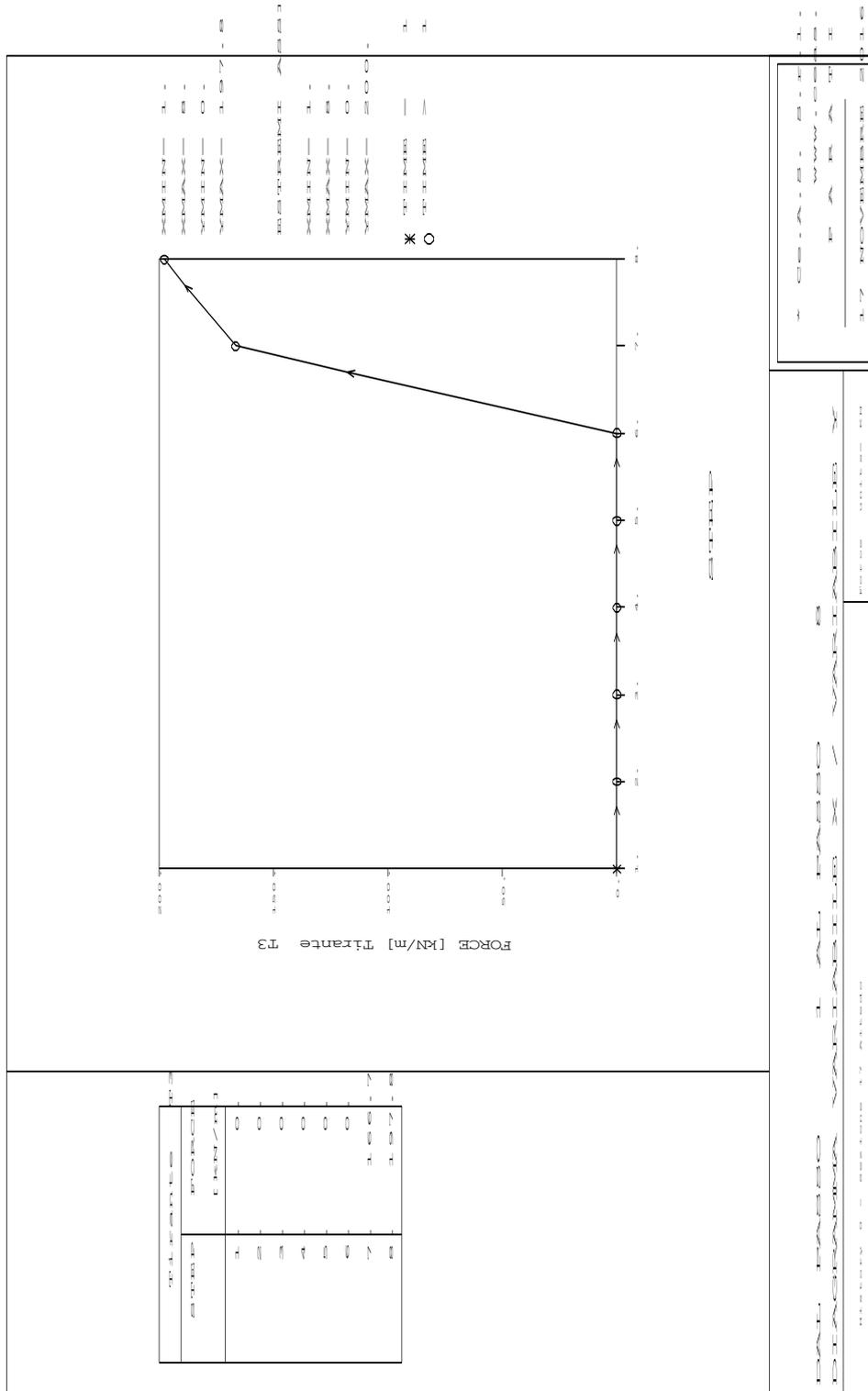
**Figura 20: SLU A1 - Schema sezione 17, Diagramma del taglio**



**Figura 21: SLU A1 - Schema sezione 17, Azione assiale massima nei tiranti del 1° ordine**



**Figura 22: SLU A1 - Schema sezione 17, Azione assiale massima nei tiranti del 2° ordine**



**Figura 23: SLU A1 - Schema sezione 17, Azione assiale massima nei tiranti del 3° ordine**

### 7.8.3 Verifica dell'armatura delle palancole

Nel presente caso è stato previsto l'impiego del profilato con caratteristiche tecniche minime corrispondenti alla tipologia PU22 con acciaio tipo S355.

Figura 24:: Sezione tipo delle palancole

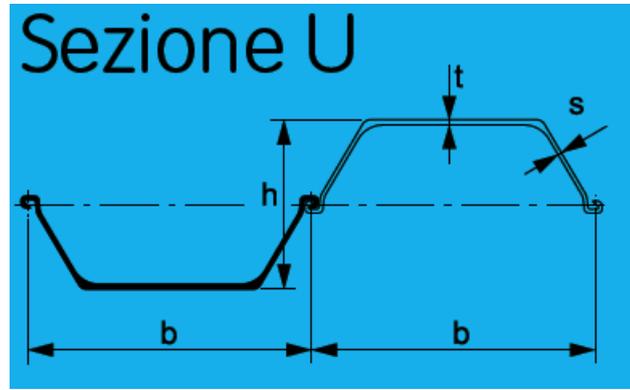


Figura 25: Caratteristiche del profilo minimo PU22

Sezione	Lar-	Altez-	Spessore		Area della sezione	Massa		Mo-	Modulo di	Mo-	Modulo di	Classe <sup>1)</sup>						
	ghezza	za	t	s		Palancole Singola	Parete					mento d'inerzia	resistenza elastico	mento Statico	resistenza plastico			
	b	h	t	s	cm <sup>2</sup> /m	kg/m	kg/m <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup> /m	cm <sup>3</sup> /m	cm <sup>3</sup> /m	cm <sup>3</sup> /m							
	mm	mm	mm	mm								S 240 GP	S 270 GP	S 320 GP	S 355 GP	S 390 GP	S 430 GP	S 460 AP
PU 22	600	450	12,1	9,5	183	86,1	144	49460	2200	1275	2580	2	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:

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

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

Dove:

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

Le sollecitazioni massime allo SLU riportate precedentemente, (analisi A1+M1) sono di seguito riassunti:

Tipo	Md (kNm / m)	Td (kN / m)
Schema sezione 17	287.85	259.59

Le verifiche sono soddisfatte.

#### 7.8.4 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.8.8.33 considerando il coefficiente  $\zeta = 1.8$  (relativo ad una verticale di indagine) e  $\gamma_R = 1.1$  (per tirante temporaneo).

**Tabella 17- Schema sezione 17, Resistenza e verifica a sfilamento**

Sezione	Ordine	$P_d$ kN	$D_p$ mm	$\alpha_{Tim}$ kPa	$\gamma_R$ -	$\xi$ -	$L_a$ m	$R_{ed}$ kN	FS
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	1	219	160	100	1.1	1.8	12	305	1.39
17	2	325	160	100	1.1	1.8	15	381	1.17
17	3	309	160	100	1.1	1.8	15	381	1.23

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

#### 7.8.5 Verifica della resistenza strutturale dell'ancoraggio

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

Per i tiranti la resistenza di calcolo dell'acciaio si calcola come:

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

essendo:

$f_{yk}$  = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio per trefoli = 1670 MPa

$\gamma_s$  = coefficiente parziale = 1.15

Quindi  $f_{yd} = 1452$  MPa

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

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  $R_{t,k\ TIR} \leq R_{a,c\ TIR}$ .

**Tabella 18- Schema sezione 17, Resistenza di progetto dei tiranti**

Sezione	Ordine	$n_{tr}$	$f_{p(1)k}$ kPa	A (0.6") mm <sup>2</sup>	$R_{yd}$ kN	$P_d$ kN	FS
-	-	-					-
17	1	3	1670	139	606	219	2.77
17	2	4	1670	139	807	325	2.48
17	3	4	1670	139	807	309	2.62

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 7.8.6 Verifica delle travi di ripartizione

La tensione di progetto dell'acciaio  $f_{yd}$ , si ottiene dalla tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio  $f_{yk}$  (355 MPa), fattorizzata con il coefficiente parziale  $\gamma_s = 1.05$ . Le principali caratteristiche della sezione sono le seguenti:

#### Profilo: HE 280 B

n. profili =	2	
classe:	2	
$W_{el} =$	426	cm <sup>3</sup>
A =	65	cm <sup>2</sup>
$W_{pl} =$	481	cm <sup>3</sup>
$A_v =$	20.3	cm <sup>2</sup>
b =	180	mm
h =	180	mm
$t_w =$	8.5	mm
$t_f =$	14	mm
r =	15	mm

Nella seguente tabella si riportano i risultati delle verifiche, che risultano sempre soddisfatte:

Tabella 19– Verifica delle travi di ripartizione dei tiranti

DATI TIRANTI				AZIONI DI PROGETTO (F <sub>Ed</sub> )			RESISTENZE DI PROGETTO (R <sub>d</sub> )						VERIFICA (>1)
Sezione	Ordine	P <sub>d</sub>	i	N <sub>Ed</sub>	M <sub>Ed</sub>	V <sub>Ed</sub>	N <sub>pl,Rd</sub>	M <sub>c,Rd</sub>	V <sub>c,Rd</sub>	M <sub>y,V,Rd</sub>	M <sub>N,y,Rd</sub>	M <sub>y,V,Rd</sub>	(R <sub>d</sub> /F <sub>Ed</sub> ) <sub>min</sub>
-	-	kN	m	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	--
17	1	219	1.20	0	26	109	4416	326	792	326	326	326	7.24
17	2	325	1.20	0	39	163	4416	326	792	326	326	326	4.87
17	3	309	1.20	0	37	154	4416	326	792	326	326	326	5.13

### 7.8.7 Verifica della resistenza del terreno a valle

Nella combinazione A2 - M2, la spinta passiva mobilitata a valle è pari al 79% di quella disponibile e pertanto la verifica è soddisfatta.

Si verifica inoltre che nella combinazione A1-M1 essa risulti inferiore al 70% di quella disponibile. Nel caso in oggetto essa è pari al 53% e quindi verificata.

### 7.8.8 Verifiche SLE

Come riportato al paragrafo 7.8.1 ed illustrato nel diagramma di spostamento (**Figura 18**), il valore massimo di spostamento ottenuto è compatibile con i requisiti prestazionali dell'opera e pertanto accettabile.

## 7.9 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEGLI SCAVI E OPERE PROVVISORIALI

Si riporta nel seguito la verifica di stabilità globale effettuata con il programma Rockscience Slide 7.

Nello schema di calcolo adottato si tiene conto dell'effettivo meccanismo di rottura globale verificabile in un'opera di sostegno multi tirantata.

Cautelativamente, gli elementi strutturali (che costituiscono limiti alla generazione delle potenziali superfici di instabilità) sono stati inseriti con lunghezza ridotta a circa 2/3 dell'infissione della paratia sotto il fondo scavo. La lunghezza della fondazione dei tiranti considerata è stata invece quella effettiva.

La verifica è stata condotta mediante un calcolo all'equilibrio limite; considerando il metodo di Bishop semplificato valido per superfici di scivolamento circolari.

L'analisi è stata effettuata secondo la Combinazione A2+M2, applicando un sovraccarico stradale in testa al rilevato.

Le verifiche risultano soddisfatta poiché, per le superfici di scorrimento critiche, si ottiene un fattore di sicurezza minimo maggiore del valore limite richiesto da normativa pari a 1.1 (FS =1,75 > 1.1).

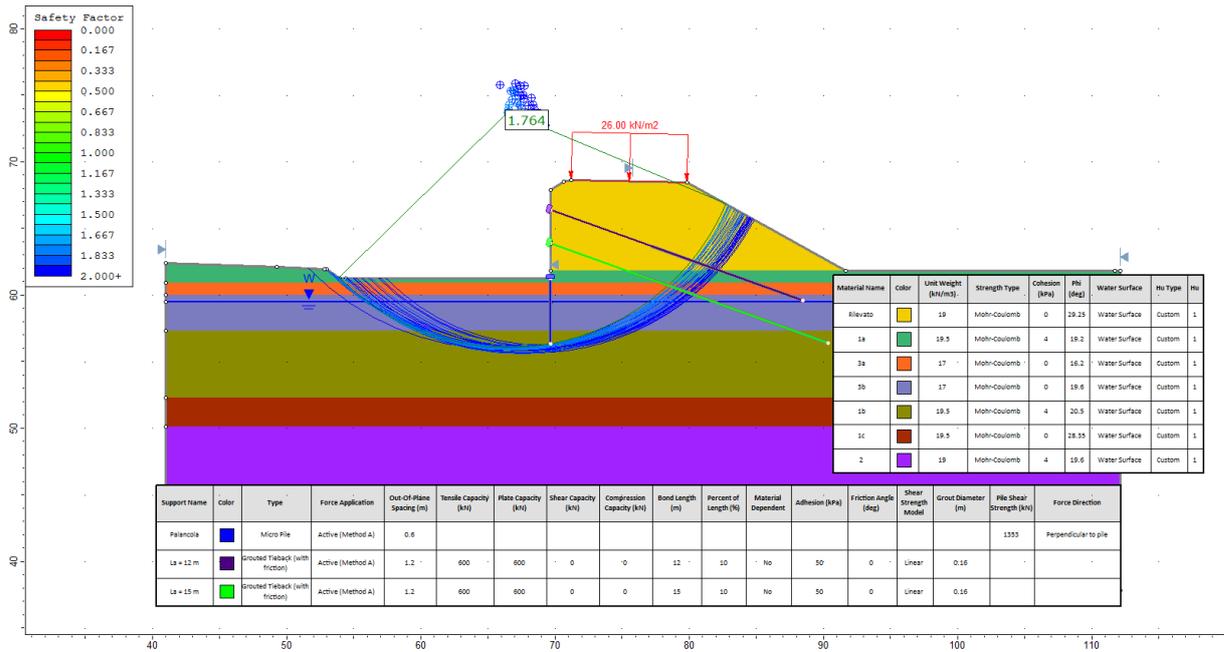


Figura 26: Verifica di stabilità globale sez. 15

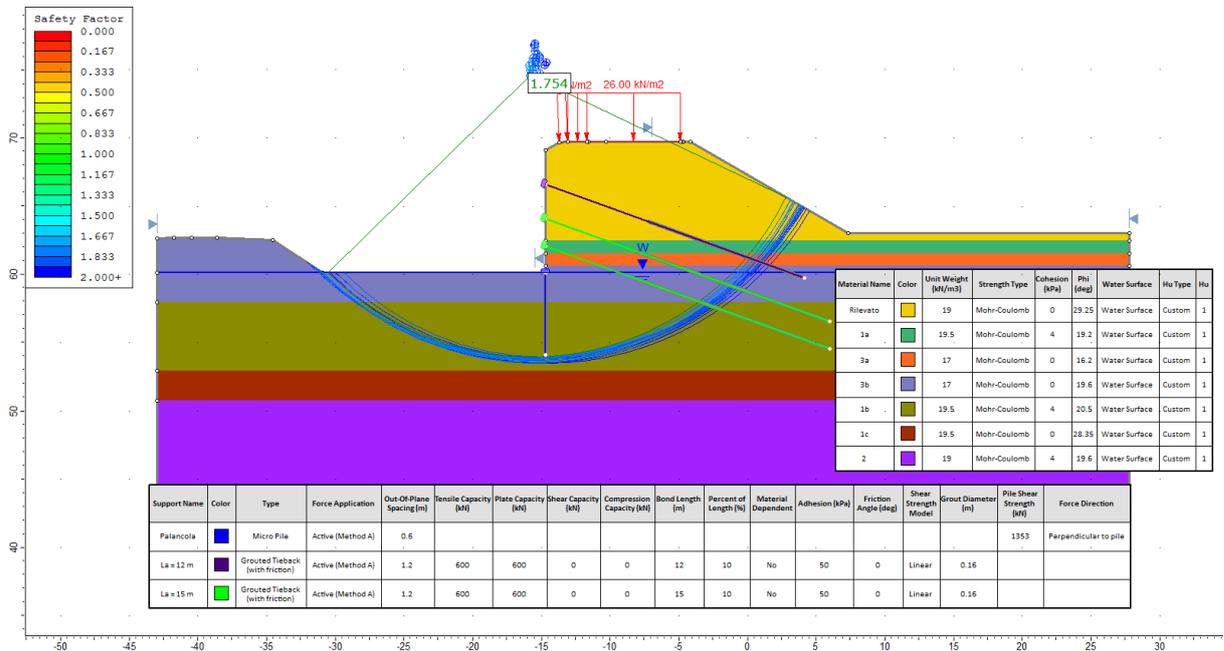


Figura 27: Verifica di stabilità globale sez. 17