

autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
TRATTO : MONSELICE – PADOVA SUD

PROGETTO DEFINITIVO

ADEGUAMENTO SVINCOLO DI TERME EUGANEE

PARTE STRADALE

Muro in terra armata TA221-TA222

Relazione di calcolo

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

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

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

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

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO**Ordinatore:****RIFERIMENTO PROGETTO****RIFERIMENTO DIRETTORIO****RIFERIMENTO ELABORATO****SCALA:**

Codice		Commessa		Lotto	Sub-Prog.	Prog.	Fase	Capitolo	Paragrafo	WBS		PARTE D'OPERA				Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.												
				Cod.	Cod.	Appalto				tipologia	progressivo																				
1	1	1	3	0	5	0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	A	P	E	1	3	3	8	0	0	

**PROJECT MANAGER:**

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

SUPPORTO SPECIALISTICO:**REVISIONE**

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

REDATTO:

-

VERIFICATO:

-

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Antonio Tosi

VISTO DEL CONCEDEnte

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

SPEA Ingegneria Europea

AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA-PADOVA

Ampliamento alla terza corsia del tratto

Monselice - Padova Sud

PROGETTO DEFINITIVO

ADEGUAMENTO SVINCOLO DI TERME EUGANEE

Muro in terra armata TA221 - TA222

Relazione di calcolo

APE1338



INDICE

1.	PREMESSA.....	5
2.	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	6
3.	TECNOLOGIA E CALCOLO DELLA TERRA ARMATA.....	7
3.1	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	8
3.2	MATERIALI IMPIEGATI	10
3.3	COSTRUZIONE DI RILEVATI CON INERTI DI ARGILLA ESPANSA	13
3.4	CRITERI DI PROGETTAZIONE	16
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	20
4.1	PREMESSA.....	20
4.2	INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO	20
4.3	STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	21
4.4	MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA	23
4.5	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO	23
5.	DESCRIZIONE E CALCOLO DELLE OPERE IN PROGETTO.....	25
5.1	IPOTESI DI CALCOLO.....	26
6.	PRESENTAZIONE DEL METODO DI CALCOLO E TABULATI.....	28
6.1	MURI DI SOSTEGNO IN TERRA ARMATA – METODO DI CALCOLO.....	29
6.2	MURI DI SOSTEGNO IN TERRA ARMATA – TABULATI DI CALCOLO.....	41
7.	APPENDICE : SPECIFICHE TECNICHE PER STRUTTURE IN TERRA ARMATA.....	58
7.1	PARAMENTO ESTERNO	58
7.2	CALCESTRUZZO DI LIVELLAMENTO.....	61
7.3	RINFORZI IN ACCIAIO ZINCATO, AD ADERENZA MIGLIORATA	61
7.4	BULLONI DI FISSAGGIO.....	62
7.5	GIUNTI PER PANNELLI	63
7.6	RILEVATO	63
7.7	PREPARAZIONE DEL PIANO DI POSA	66
7.8	MONTAGGIO	66
7.9	COSTRUZIONE DEL RILEVATO	67

8. OPERE PROVVISORIALI	72
8.1 PREMessa.....	72
8.2 SOFTWARE.....	73
8.3 MATERIALI.....	73
8.4 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	75
8.5 DESCRIZIONE SCHEMI	76
8.6 CRITERI DI VERIFICA DELLE PARATIE	84
8.7 CRITERI DI VERIFICA DEGLI ANCORAGGI	88
8.8 VERIFICHE ESEGUITE.....	89
8.9 PALANCOLA SCHEMA “1”.....	97
8.10 PALANCOLA SCHEMA “2”.....	102
8.11 PALANCOLA SCHEMA “3”.....	112
8.12 PALANCOLA SCHEMA “4”.....	121
8.13 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEGLI SCAVI E OPERE PROVVISORIALI.....	126

1. PREMESSA

Nella presente relazione vengono illustrate le verifiche geotecniche, scavi e opere provvisorie, relative alla realizzazione del muro in Terra Armata TA221 e TA222, previsto nell'ambito della progettazione definitiva dell' "Autostrada A13 (Bologna-Padova), Ampliamento alla terza corsia del tratto tra Monselice - Padova Sud".

I muri in oggetto sono previsti a sostegno dei rilevati di approccio del Cavalcavia Terme Euganee, in corrispondenza dello svincolo autostradale omonimo.

In base alla natura dei terreni in sito, altamente compressibili, sono prevedibili delle problematiche di cedimenti assoluti non trascurabili per i rilevati di nuova realizzazione.

Per minimizzare tali problematiche, di natura geotecnica, è stato previsto il nuovo cavalcavia 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.

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

2. DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

- Relazione geotecnica generale APE0001;
- Schede Geotecniche delle opere APE0010;
- Planimetrie e Profili Geotecnici APE0002-APE0009;
- Tavole di Progetto
STD0400;
STD0401;
STD0402;
STR1300;
APE1335;
APE1336,
APE1337.

3. TECNOLOGIA E CALCOLO 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, mentre il dimensionamento interno è più complesso. Infatti 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 oggi nelle condizioni in cui si troveranno al termine di tale periodo.

3.1 **NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE 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".
- 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"
- Normativa francese: AFNOR NF P 94-270 luglio 2009 " Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué"

* * * * *

- 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”.

3.2 MATERIALI IMPIEGATI

3.2.1 Componentistica fornita

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

Calcestruzzo: pannelli in calcestruzzo armato o meno; Classe C28/35 $R_{ck} > 35$
N/mm²

Acciaio: - Armatura lenta pannelli in calcestruzzo (ove presente):

Tipo B450C $f_{tk} > 540$ N/mm² $f_{yk} > 450$ N/mm²

- Armature metalliche di rinforzo del terreno sez. 40x5 mm, 50x4 mm, 45x5 mm:

S355J0 $f_{tk} > 510$ N/mm² $f_{yk} > 355$ N/mm² $\varepsilon_t > 22$ %

Il cordolo di livellamento è gettato in opera a cura dell'Impresa ed è in magrone di classe superiore alla C12/15 ($R_{ck} > 15$ N/mm²). Per maggiori dettagli relativi a caratteristiche e requisiti di materiali e componenti si rimanda alle Specifiche Tecniche, nonché ai disegni di progetto.

3.2.2 Requisiti richiesti per il rilevato

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

3.2.2.1 Caratteristiche fisiche

Per il rilevato in terra armata si impiegano normalmente terre appartenenti ai gruppi:

A1-a, A1-b, A3, A2-4, A2-5 classifica C.N.R.-U.N.I. 10006.

E' opportuno che vengano rispettate anche le seguenti condizioni:

- a) Il terreno di riempimento sarà idoneo quando la percentuale passante al setaccio da 80μ ($0,08 \text{ mm.}$), secondo l'analisi granulometrica, è inferiore al 15%.
- b) I terreni con percentuale passante vaglio da 80μ superiore al 15% potranno essere accettati se:
- b-1) la percentuale di passante al vaglio di 15μ ($0,015 \text{ mm}$) della prova per sedimentazione è inferiore al 10 %;
- b-2) la percentuale di passante al vaglio di 15μ ($0,015 \text{ mm}$) della prova per sedimentazione rimane compresa tra il 10 % e il 20 % e l'angolo di attrito interno, misurato con prove di taglio su campioni saturi, è superiore a 25° .
- c) Il terreno di riempimento non dovrà contenere nessun elemento superiore a 250 mm.

I casi particolari di terreni non rientranti nella precedente schematizzazione vanno analizzati singolarmente considerando anche altri parametri geotecnici come plasticità, permeabilità, etc.

Per diminuire il peso complessivo del muro, il rilevato può anche essere alleggerito con argilla espansa interposta a strati di misto granulare o sabbia, come indicato nei disegni costruttivi.

3.2.2.2 Resistività

Il valore di resistività del materiale saturato dopo un'ora di contatto terra-acqua alla temperatura di 20°C sarà superiore a $1.000 \text{ Ohm}\cdot\text{cm}$ per opere a secco e $3.000 \text{ Ohm}\cdot\text{cm}$ per opere inondabili.

3.2.2.3 Attività ioni idrogeno

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

3.2.2.4 *Contenuto in sali solubili*

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

Opere a secco	Opere in acqua dolce	Opere a secco	Opere in acqua dolce
(Cl ⁻) 200 mg/kg	(Cl ⁻) 100 mg/kg	(SO ₄ ⁼) 1000 mg/kg	(SO ₄ ⁼) 500 mg/kg

3.2.2.5 *Compattazione*

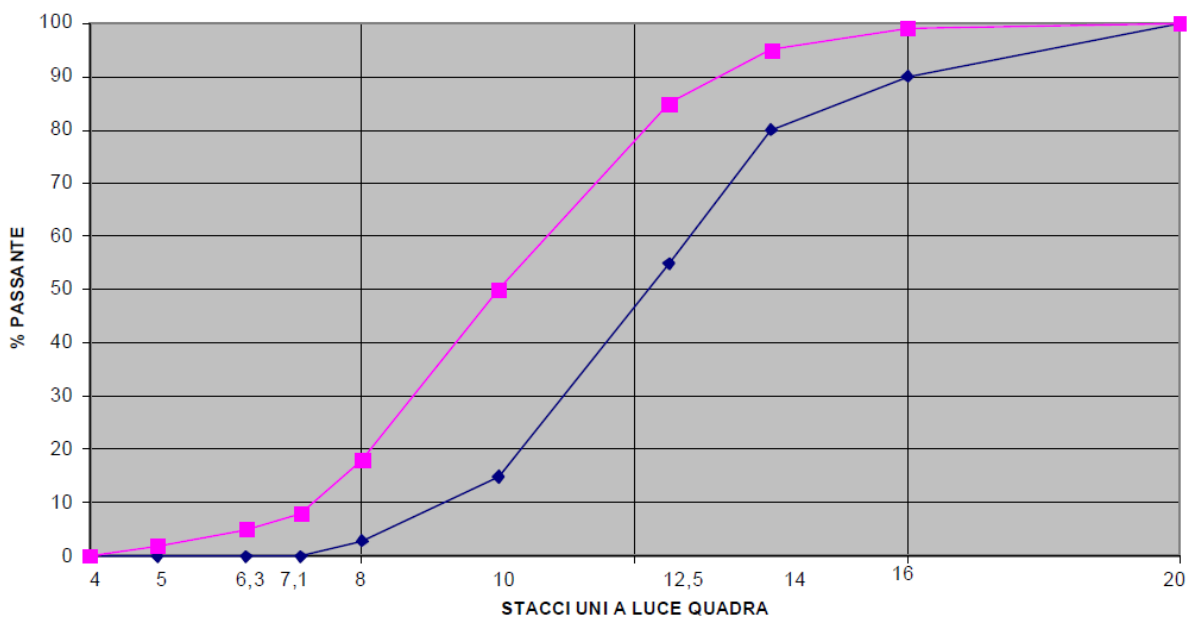
Il grado di compattazione sugli strati finiti del corpo del rilevato dovrà risultare $\geq 90\%$ della densità massima ottenuta con la prova di costipamento AASHTO T 180 modificata (CNR-B.U. n. 69), salvo per l'ultimo strato di 30 cm. costituente il piano di posa della fondazione della pavimentazione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

3.3 COSTRUZIONE DI RILEVATI CON INERTI DI ARGILLA ESPANSA

3.3.1 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 Kg/m³ ± 15%
3. la massa volumica dei granuli (UNI EN 13055-2) ≤ 0,70 g/cm³
4. il peso specifico assoluto del materiale (UNI EN 13055-2) ≤ 2500 Kg/m³
5. la resistenza dei granuli allo schiacciamento (UNI EN 13055-2) ≥ 7 kg/cm²
6. assorbimento di H₂O (UNI EN 13055-2) ≤ 20% a 24 ore
7. l'angolo d'attrito > 35°
8. il modulo di deformazione M_d ≥ 150 kg/cm² misurato su almeno 15 cm di misto

3.3.2 Controlli da eseguire sulla fornitura 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.

3.3.3 Modalità di esecuzione

1. Preparazione del piano di posa

Dopo aver completato lo scavo di sbancamento dal piano di campagna, alle quote previste dal progetto, stesa 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.

2. Modalità di posa in opera

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 60cm.

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.

3. Sequenza di lavoro:

- scavo di sbancamento;
- posa geotessile non tessuto;
- posa del primo strato di argilla espansa (60cm);
- posa dello strato di misto granulare di interposizione (15cm);
- compattazione ;
- controlli;
- posa del secondo strato di argilla espansa (60cm);
- posa del secondo strato di misto granulare (15cm);
- compattazione ;
- controlli ;
- a ripetere secondo altezza rilevato

lo strato finale di misto granulare dovrà essere di spessore non inferiore a 30 cm.

3.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE

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 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.

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, il calcolo delle strutture viene effettuato seguendo 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", adeguando i coefficienti parziali,

qualora si presentassero delle differenze, peraltro minime, con i valori richiesti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008.

Le verifiche strutturali e geotecniche dei muri 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.

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

TABELLA DEI COEFFICIENTI PARZIALI

		EFFETTO	GRUPP O COEFF.	Simbolo N.T.C.	Simbolo T.A.	VALORE	
AZIONI γ_F	<i>CARICHI PERMANENTI</i>	Favorevole	A2	γ_G	LFw	1,0	
		Sfavorevole				1,0	
	<i>CARICHI VARIABILI</i>	Favorevole		γ_Q	LFq	0,0	
		Sfavorevole				1,3	
PARAMETRI TERRENO γ_M	Tangente dell'angolo di resistenza al taglio \tan ϕ'		M2	$\gamma_{\phi'}$		1,25	
	Coesione efficace c'					$\gamma_{c'}$	1,25
	Coesione non drenata c_u					γ_{c_u}	1,4
	Peso dell'unità di volume γ					γ_γ	1,0

RESISTENZE γ_R	Capacità portante della fondazione		R2	γ_R	FSc	1,0
	Scorrimento				FSg	1,0
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI	TRAZIONE NEI RINFORZI	- D'ACCIAIO (*)	M2	γ_S	FSt	1,15
		- SINTETICI (**)				1,25
	ATTRITO TERRENO/RINFORZO			FSf	1,0	
	RIBALTAMENTO			FSr	1,50	

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

(**) La resistenza dei rinforzi in materiale sintetico viene valutata a partire dal valore nominale di resistenza a rottura.

In caso di calcolo sismico, i coefficienti parziali per le azioni γ_F (γ_G e γ_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) effettua le verifiche di ribaltamento, scorrimento sul piano di posa, rottura ed aderenza degli elementi di rinforzo del terreno.

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 dei muri.

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 1.

Tabella 1: Indagini geognostiche disponibili

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
SD9	2011	95+030	+4.51	40	TA (13÷25) – C (37)
SD6 – SD6bis ⁽¹⁾	2011	93+390	+5.06	60	CH

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella)

TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante)

CH = tubo per misure Cross-hole

⁽¹⁾ per la definizione della stratigrafia al di sotto dei 40 m da p.c.

4.3 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Le tabelle sottostanti riportano la stratigrafia di riferimento valutata a partire dal piano campagna riferito alla quota 4,5 m s.l.m. (Tabella 2) ed i parametri geotecnici delle unità litostratigrafiche presenti (

Tabella 3- Tabella 4).

Tabella 2: Stratigrafia di riferimento

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	z_w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
+4.5	0.0 ÷ 0.8	Argille e limi	A1b	0.2	Tabella III
	0.8 ÷ 2.2	Sabbie e sabbie con limo	A2		Tabella IV
	2.2 ÷ 3.0	Argille e limi	A1a		Tabella III
	3.0 ÷ 5.6	Argille e limi	A1b		Tabella III
	5.6 ÷ 8.5	Sabbie e sabbie con limo	A2		Tabella IV
	8.5 ÷ 11.2	Argille e limi	A1b		Tabella III
	11.2 ÷ 11.6	Argille e limi	A1a		Tabella III
	11.6 ÷ 11.8	Torba	T		Tabella V
	11.8 ÷ 12.5	Argille e limi	A1a		Tabella III
	12.5 ÷ 17.5	Sabbie e sabbie con limo	A2		Tabella IV
	17.5 ÷ 19.5	Argille e limi	A1b		Tabella III
	19.5 ÷ 22.5	Sabbie e sabbie con limo	A2		Tabella IV
	22.5 ÷ 23.0	Argille e limi	A1a		Tabella III
	23.0 ÷ 28.5	Argille e limi	A1b		Tabella III
	28.5 ÷ 30.0	Sabbie e sabbie con limo	A2		Tabella IV
	30.0 ÷ 31.4	Argille e limi	A1a		Tabella III
	31.4 ÷ 31.6	Torba	T		Tabella V
	31.6 ÷ 32.5	Argille e limi	A1a		Tabella III
	32.5 ÷ 37.5	Sabbie e sabbie con limo	A2		Tabella IV
	37.5 ÷ 39.0	Argille e limi	A1a		Tabella III
	39.0 ÷ 42.5	Sabbie e sabbie con limo	A2		Tabella IV
	42.5 ÷ 48.5	Argille e limi	A1a		Tabella III
	48.5 ÷ 50.0	Sabbie e sabbie con limo	A2		Tabella IV
	50.0 ÷ 51.5	Argille e limi	A1a		Tabella III
	51.5 ÷ 53.2	Sabbie e sabbie con limo	A2		Tabella IV

	53.2 ÷ 56.5	Argille e limi	A1a		Tabella III
	56.5 ÷ 59.0	Sabbie e sabbie con limo	A2		Tabella IV
	59.0 ÷ 59.5	Argille e limi	A1a		Tabella III

Tabella 3: Parametri medi caratteristici dei materiali argillosi e limosi (A1)

γ_t (kN/m ³)	19 ÷ 20 z < 15m			
	18 ÷ 19.5 z ≥ 15m			
c_u (kPa)	Valori 'lower bound'		20	z < 15 m
			20 + 2.5 (z-15)	z ≥ 15 m
	Valori medi caratteristici	fino a Km.93+800	45	z < 15 m
			45 + 4.0 (z-15)	z ≥ 15 m
	da Km.93+800	60	z < 15 m	
		60 + 3.5 (z-15)	z ≥ 15 m	
c' (kPa)	0 ÷ 10			
φ' (°)	24 ÷ 27	livelli con CA ≥ 35% (A1a)		
	28 ÷ 32	livelli con CA < 35% (A1b)		

dove:

- γ_n = peso di volume naturale;
- c_u = resistenza al taglio non drenata;
- c' = coesione operativa;
- φ = angolo di attrito operativo.

Tabella 4: Parametri medi caratteristici dei materiali sabbiosi e sabbioso-limosi (A2)

γ_t (kN/m ³)	18 ÷ 20
q_c (MPa)	min 5 ÷ 7
	max 10 ÷ 20
D_r (%)	min 40 ÷ 60
	max 60 ÷ 80
φ' (°)	34 ÷ 37

dove:

- γ_t = peso di volume naturale
- φ' = angolo di attrito operativo;

q_c = resistenza alla punta;

D_r = densità relativa.

4.4 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA

Per quanto riguarda la falda, si fa riferimento alle letture nelle verticali d'indagine che si trovano in prossimità dell'opera, le quali indicano una soggiacenza minima che si attesta a circa $0,0 \div 1,0$ m da p.c.; si veda in proposito la tabella seguente.

Tabella 5: Letture in foro

Sigla	C.P.C.	T.A.	Letture	Soggiacenza
	Profondità (m da p.c.)	Profondità filtro (m da p.c.)	gg/mm/aa	(m da p.c.)
SD9		13.00 – 25.00	14/07/2011	0.90
	36.80			0.20
		13.00 – 25.00	25/08/2011	1.07
	36.80			0.28
		13.00 – 25.00	10/10/2011	1.04
	36.80			0.24
		13.00 – 25.00	11/10/2011	0.96
	36.80			1.48
		13.00 – 25.00	10/11/2011	0.56
	36.80			saturo
		13.00 – 25.00	20/12/2011	0.61
	36.80			saturo

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 30m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30m di profondità $C_{U,30}$ (per terreni a grana fina).

Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 del Doc. NTC'08, l'area di intervento risulta caratterizzabile come sito di **categoria D**, ossia *“Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30m”*.

5. DESCRIZIONE E CALCOLO DELLE OPERE IN PROGETTO

La presente relazione riguarda il dimensionamento interno dei massicci in terra armata a paramento verticale in calcestruzzo inseriti nel progetto dell'adeguamento dell'Autostrada A13 nel tratto Monselice-Padova Sud.

In particolare le opere previste in progetto consistono in tre muri di sostegno in terra armata, formanti in pianta una "C", con funzione di contenimento del terreno a tergo di ciascuna delle spalle in cemento armato del Cavalcavia per lo Svincolo Terme Euganee.

Per ridurre gli effetti del peso del terreno da rilevato, è previsto l'utilizzo di argilla espansa alternata a strati di materiale fino, almeno nelle zone vicino alle spalle e per i nuovi rilevati fuori dall'impronta dei rilevati esistenti.

Tutti i paramenti dei muri sono verticali con pannelli prefabbricati cruciformi in calcestruzzo.

Nella redazione della presente nota di calcolo si è esaminata nel dettaglio la sezione di maggiore altezza dei muri ($H = 10,90$ m.) ed una sezione intermedia ($H = 8,40$ m.) con armature "trapezie", cioè più corte alla base, sezioni considerate le più rappresentative.

Per i dati caratterizzanti i terreni in situ ci si è riferiti alla relazione geotecnica di progetto.

Il prosieguo della relazione è composto di tre sezioni principali:

- La prima illustra le ipotesi di calcolo.
- La seconda descrive il metodo di calcolo in maniera discorsiva e tramite le formule usate.
- La terza riporta l'output del calcolatore con le verifiche del numero e della lunghezza delle armature per le sezioni più significative.

5.1 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 agli eventuali disegni acclusi alla presente nota oltre che alle tavole di progetto.

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	$\gamma_1 = 8-10$ kN/mc	$\varphi_1 = 34^\circ$	$c_1 = 0$ KPa
	RILEVATO A TERGO	$\gamma_2 = 9$ kN/mc	$\varphi_2 = 34^\circ$	$c_2 = 0$ KPa
	FONDAZIONE	$\gamma_3 = 19$ KN/mc	$\varphi_3 = 25^\circ$	$c_3 = 0$ 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 : SLV Accelerazione orizzontale al suolo $a_g = 0,085 \cdot g$ Coefficiente di suolo $S = 1,800$ Coefficiente di riduzione $\beta_m = 0,24$		
	COEFFIC. SISMICO (*)	Orizzontale	$k_h = S \cdot a_g/g \cdot \beta_m = 1,8 \cdot 0,085 \cdot 0,24 = 0,037$	
Verticale		$k_v = 0,5 \cdot k_h = 0,5 \cdot 0,037 = 0,02$		

(*) 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: $a_d/g = a_g/g$
($1,45 - a_g/g$)

6. PRESENTAZIONE DEL METODO DI CALCOLO E TABULATI

Di seguito si riporta la nota di presentazione dei programmi di calcolo impiegati per il dimensionamento dei muri in terra armata a paramento verticale.

In essa viene esposto sinteticamente il metodo di calcolo richiamando le formule matematiche principali che il programma di calcolo utilizza.

A seguire sono presentati i tabulati di calcolo dell'opera in oggetto relativi alle sezioni trasversali esaminate.

6.1 MURI DI SOSTEGNO IN TERRA ARMATA – METODO DI CALCOLO

METODO DI CALCOLO PER IL DIMENSIONAMENTO E LE VERIFICHE DELLE

STRUTTURE DI SOSTEGNO IN TERRA ARMATA A PARAMENTO VERTICALE

PROGRAMMA TAISOFT: VALDEZ

Metodo, notazioni, guida alla lettura dei risultati e del tabulato del programma

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.

6.1.1 IDENTIFICAZIONE DEL PROGETTO

La prima pagina presenta tutti gli elementi necessari all'identificazione del progetto e del calcolo.

6.1.2 IPOTESI DI CALCOLO

6.1.2.1 DATI GENERALI

6.1.2.1.1 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.

(tabella tratta dalle Norme AFNOR NF A 05-252).

Spessori di sacrificio (in millimetri)

	Durata di servizio							
	5 anni		30 anni		70 anni		100 anni	
Metallo	<i>Nero</i>	<i>Zincato</i>	<i>Nero</i>	<i>Zincato</i>	<i>Nero</i>	<i>Zincato</i>	<i>Nero</i>	<i>Zincato</i>
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/m², 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.

6.1.2.1.2 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.

6.1.2.1.3 Paramento

Viene specificato il tipo di paramento utilizzato.

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

6.1.2.1.4 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.)

6.1.3 CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

6.1.3.1 SEZIONE (seguita dalla sigla d'identificazione della sezione stessa)

6.1.3.1.1 Dati sezione

6.1.3.1.1.1 Geometria della sezione

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

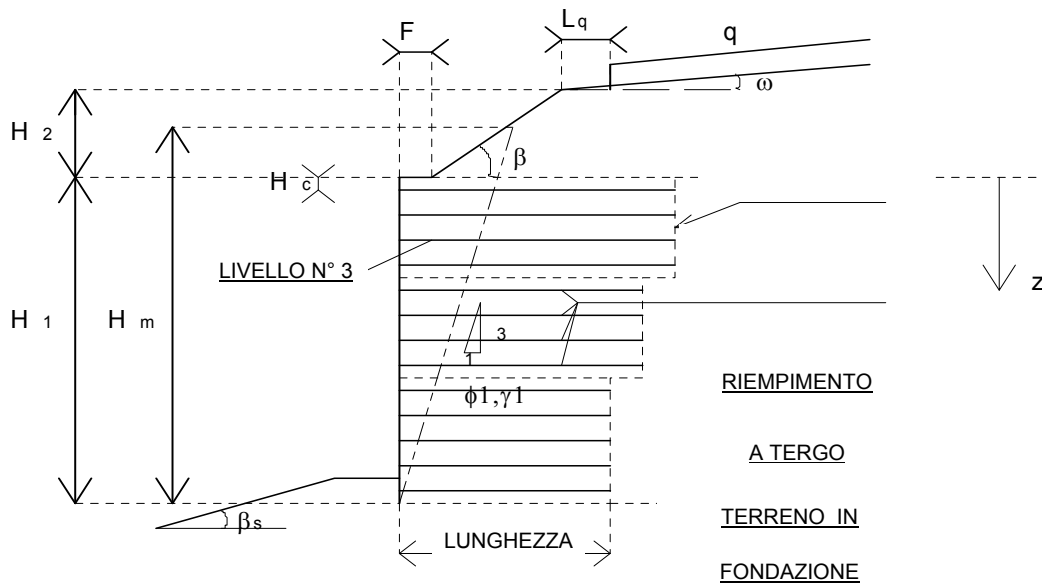


Fig.1 - Sezione trasversale di un muro in terra armata (ad esempio sez. trapezoidale)

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.

6.1.3.1.1.2 Caratteristiche dei terreni:

- MASSICCIO IN T.A. (terreno 1): sono indicati la densità massima e minima (γ_1) e l'angolo di attrito interno (ϕ_1).
- TERRENO A TERGO DELLA STRUTTURA (terreno 2): sono indicati la densità (γ_2) e l'angolo di attrito interno (ϕ_2).
- TERRENO DI FONDAZIONE (terreno 3): sono indicati l'angolo di attrito interno (ϕ_3) e la coesione (c_3).

Per il significato dei simboli, vedi la precedente Fig. 1.

6.1.3.1.1.3 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 δ 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 e' 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)

6.1.4 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.

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.
CASO STATICO					
1	1,00	1,00	0	1,30	Min.
2	1,00	1,00	1,30	1,30	Max.
3	1,00	1,00	0	0	Max.
CASO SISMICO					
1s	1,00	1,00	0	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.

6.1.5 STABILITA' ESTERNA

I calcoli sono eseguiti sulla larghezza di 1 metro.

6.1.5.1 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 ($2x = L - 2e$ con e = eccentricità baricentrica)

Il valore della pressione massima applicata al terreno di fondazione $q_{max} = q_{ref} / L F W_1 = q_{ref} / \gamma_{G1}$ 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_{ref} e della pendenza della scarpata su cui poggia il muro; generalmente è maggiore o uguale a 0,40 m.

6.1.5.2 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, Γ , 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 ϕ 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.

6.1.6 STABILITÀ INTERNA

La larghezza di calcolo dipende dalla tipologia del paramento.

6.1.6.1 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: δ = 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:

$$k = k_0 (6-z)/6 + k_a (z/6) \quad \text{per } 0 < z < 6,0 \text{ m} \quad [k_0 = 1 - \text{sen } \phi_1]$$

$$k = k_a \quad \text{per } z > 6,0 \text{ m} \quad [k_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi_1/2)]$$
- 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: σ_h = la tensione orizzontale = $K \cdot \sigma_v$ (σ_v è la pressione verticale calcolata secondo Meyerhof, considerando il momento ribaltante)
- Colonna 9: T_{\max} (in kN) = valore della trazione massima in un rinforzo dello strato.
- Colonna 10: T_o (in kN) = valore della trazione in un rinforzo all' attacco col paramento.
- Colonna 11: T_r/T_m = valore del coefficiente di sovradimensionamento nei confronti della trazione massima nella sezione corrente dell' armatura.
- Colonna 12: T_r/T_o = 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.

6.1.6.2 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.

6.1.7 DATI COMPLEMENTARI

6.1.7.1 Scheda di standardizzazione

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

6.1.7.2 Metodo di calcolo

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

6.1.7.3 Factors = Coefficienti

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

6.1.7.4 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.

6.1.7.5 Facing = Paramento

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



6.2 MURI DI SOSTEGNO IN TERRA ARMATA – TABULATI DI CALCOLO

```

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

Job number : 2866
 =====

Run number : 05
 =====

Structure : A13 MONSELICE-PADOVA
 =====
 CAVALCAVIA SV. TERME EUGANEE

```

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

1 . 3 FACING: TERRACCLASS

1 . 4 SEISMIC DATA :

Maximal horizontal acceleration a_0/g : 0.04
Reduction factor of live loads : 0.20
Dynamic variation factor : 1

* 2 . SECTION 05 *

2 . 1 SECTION DATA :

2 . 1 . 1 GEOMETRY :

R.E MASS

Facing height H_f : 10.670 m R.E.backfill height H_1 : 10.900 m

Coping height Hc : 0.230 m Free board Ht : 0.000 m
Slope height H2 : 0.00 m Mechanical height Hm : 10.900 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 : 9.00 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 : 9.00 kN/m3 Friction phi2: 28.35 deg.

FOUNDATION

Cohesion C3 : 0.00 kPa Friction phi3: 20.46 deg.

2 . 1 . 3 EARTH PRESSURE :

Inclination of earth pressure at back of R.E. mass delta = 9.57 deg.

Earth pressure coefficients:

k2x = 0.000 k2y = 0.329 (Static)
x = 0.000 m y = 10.900 m
kaex = 0.000 kaey = 0.373 (Dynamic)

x = 0.000 m y = 10.900 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	841.82	265.77	2919.05	121.39	6.94
2	1275.07	265.77	4915.39	165.38	7.71
3	1025.55	173.70	4189.52	125.52	8.17
1s +dW	839.92	220.31	3087.17	114.26	7.35
-dW	817.45	220.31	2984.46	111.95	7.30
2s +dW	1077.98	225.93	4147.01	140.11	7.69
-dW	1049.89	225.93	4018.62	137.15	7.66

Minimum embedment depth = 0.40 m

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

SLIDING ON THE BASE	OVERTURNING
Overdesign factor	minimal value
	Overdesign factor

case	slip in R.E.	slip in found.	phi(\emptyset)	Cohesion(kPa)	
1	1.71	1.18	17.52	-	2.38
			-	29.08	
2	2.59	1.79	11.77	-	3.56
			-	29.08	
1s	2.00	1.38	15.08	-	2.89
			-	24.10	

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	k	type	Strip		case	sigmah kPa	Tmax kN	To kN	Tr/Tm	Tro/To	
					Num.	Num.							
1	0.595	0.690	.508	1	4	4	1	2.44	1.26	1.07	29.64	25.52	UR4
							2	16.26	8.42	7.15	4.45	3.83	
							1s	2.42	1.62	1.38	23.11	19.90	
							2s	5.06	3.10	2.64	12.06	10.39	
2	0.785	0.470	.503	1	4	4	1	3.19	1.13	0.96	33.24	28.62	UR4
							2	17.06	6.01	5.11	6.22	5.36	
							1s	3.17	1.48	1.26	25.23	21.72	
							2s	5.97	2.59	2.20	14.45	12.44	
3	1.535	0.750	.482	1	4	4	1	6.06	3.41	2.90	10.99	9.46	UR4
							2	20.07	11.29	9.59	3.32	2.86	
							1s	5.96	3.73	3.17	10.05	8.65	
							2s	9.36	5.76	4.90	6.49	5.59	
4	2.285	0.750	.461	1	4	4	1	8.74	4.92	4.18	7.61	6.56	UR4
							2	22.83	12.84	10.91	2.92	2.51	
							1s	8.53	5.18	4.40	7.23	6.22	

								2s	12.48	7.52	6.40	4.97	4.28	
5	3.035	0.750	.440	1	4	4	1	11.25	6.33	5.38	5.91	5.09	UR4	
							2	25.35	14.26	12.12	2.63	2.26		
							1s	10.89	6.52	5.54	5.75	4.95		
							2s	15.31	9.13	7.76	4.10	3.53		
6	3.785	0.750	.418	1	4	4	1	13.59	7.64	6.50	4.90	4.22	UR4	
							2	27.63	15.54	13.21	2.41	2.07		
							1s	13.04	7.74	6.58	4.84	4.17		
							2s	17.88	10.59	9.00	3.54	3.04		
7	4.535	0.750	.397	1	4	4	1	15.76	8.86	7.53	4.22	3.64	UR4	
							2	29.67	16.69	14.19	2.24	1.93		
							1s	15.00	8.84	7.52	4.23	3.64		
							2s	20.19	11.90	10.11	3.15	2.71		
8	5.285	0.750	.376	1	4	4	1	17.76	9.99	8.49	3.75	3.23	UR4	
							2	31.47	17.70	15.05	2.11	1.82		
							1s	16.76	9.84	8.37	3.80	3.28		
							2s	22.24	13.06	11.10	2.87	2.47		
9	6.035	0.750	.356	1	4	4	1	19.64	11.05	9.39	3.39	2.92	UR4	
							2	33.13	18.63	15.84	2.01	1.73		
							1s	18.37	10.76	9.14	3.48	3.00		
							2s	24.09	14.11	11.99	2.65	2.28		
10	6.785	0.750	.356	1	4	4	1	22.65	12.74	10.94	2.94	2.51	UR4	
							2	36.62	20.60	17.68	1.82	1.55		
							1s	20.99	12.24	10.51	3.06	2.61		
							2s	27.23	15.89	13.64	2.35	2.01		
11	7.535	0.750	.356	1	5	5	1	25.86	11.63	10.29	3.22	2.66	R4+6	
							2	40.29	18.13	16.03	2.06	1.71		
							1s	23.74	11.14	9.85	3.36	2.78		
							2s	30.50	14.33	12.67	2.61	2.16		
12	8.285	0.750	.356	1	6	6	1	29.29	10.99	10.00	3.41	2.74	R6	
							2	44.15	16.56	15.07	2.26	1.82		
							1s	26.62	10.47	9.52	3.58	2.88		
							2s	33.90	13.35	12.15	2.80	2.26		
13	9.035	0.750	.356	1	6	6	1	33.00	12.38	11.58	3.02	2.37	R6	
							2	48.25	18.09	16.93	2.07	1.62		

									1s	29.68	11.64	10.89	3.22	2.52
									2s	37.46	14.72	13.77	2.54	1.99
14	9.785	0.750	.356	1	6	6	1	37.03	13.89	13.35	2.70	2.05	R6	
							2	52.60	19.73	18.97	1.90	1.44		
							1s	32.93	12.88	12.38	2.91	2.21		
							2s	41.20	16.15	15.53	2.32	1.76		
15	10.535	0.740	.356	1	6	6	1	41.43	15.33	15.14	2.44	1.81	R6	
							2	57.26	21.18	20.92	1.77	1.31		
							1s	36.40	14.02	13.84	2.67	1.98		
							2s	45.14	17.43	17.21	2.15	1.59		

2 . 3 . 2 ADHERENCE : Overdesign factor

layer	z m	f*	L m	La m	Za m	type	Num.	Ties	case	Tmax kN	Tf kN	Tf/Tm
1	0.595	1.405	9.00	5.83	0.595	1	4	4	1	1.26	3.78	2.99
									2	8.42	25.38	3.02
									1s	1.62	3.02	1.87
									2s	3.10	6.32	2.04
2	0.785	1.374	9.00	5.86	0.785	1	4	4	1	1.13	4.91	4.36
									2	6.01	26.45	4.40
									1s	1.48	3.93	2.65
									2s	2.59	7.41	2.86
3	1.535	1.254	9.00	5.99	1.535	1	4	4	1	3.41	8.94	2.62
									2	11.29	30.11	2.67
									1s	3.73	7.15	1.92
									2s	5.76	11.27	1.96
4	2.285	1.134	9.00	6.11	2.285	1	4	4	1	4.92	12.29	2.50
									2	12.84	32.84	2.56
									1s	5.18	9.83	1.90
									2s	7.52	14.44	1.92

5	3.035	1.014	9.00	6.24	3.035	1	4	4	1	6.33	14.89	2.35
									2	14.26	34.57	2.42
									1s	6.52	11.92	1.83
									2s	9.13	16.86	1.85
6	3.785	0.894	9.00	6.36	3.785	1	4	4	1	7.64	16.70	2.19
									2	15.54	35.22	2.27
									1s	7.74	13.36	1.73
									2s	10.59	18.47	1.74
7	4.535	0.774	9.00	6.49	4.535	1	4	4	1	8.86	17.67	1.99
									2	16.69	34.75	2.08
									1s	8.84	14.13	1.60
									2s	11.90	19.23	1.62
8	5.285	0.654	9.00	6.61	5.285	1	4	4	1	9.99	17.73	1.78
									2	17.70	33.07	1.87
									1s	9.84	14.19	1.44
									2s	13.06	19.07	1.46
9	6.035	0.540	9.00	6.74	6.035	1	4	4	1	11.05	17.02	1.54
									2	18.63	30.44	1.63
									1s	10.76	13.62	1.27
									2s	14.11	18.15	1.29
10	6.785	0.540	9.00	6.94	6.785	1	4	4	1	12.74	19.72	1.55
									2	20.60	34.10	1.66
									1s	12.24	15.78	1.29
									2s	15.89	20.89	1.31
11	7.535	0.540	9.00	7.32	7.535	1	5	5	1	11.63	23.09	1.98
									2	18.13	38.82	2.14
									1s	11.14	18.47	1.66
									2s	14.33	24.31	1.70
12	8.285	0.540	9.00	7.69	8.285	1	6	6	1	10.99	26.69	2.43
									2	16.56	43.82	2.65
									1s	10.47	21.35	2.04
									2s	13.35	27.97	2.10
13	9.035	0.540	9.00	8.07	9.035	1	6	6	1	12.38	30.52	2.47
									2	18.09	49.13	2.72
									1s	11.64	24.42	2.10



AUTOSTRADA A13 BOLOGNA-PADOVA
 Adeguamento alla terza corsia nel tratto Monselice-Padova Sud
ADEGUAMENTO SVINCOLO DI TERME EUGANEE
 Muro in terra armata TA221 - TA222 Relazione di calcolo

										2s	14.72	31.87	2.17
14	9.785	0.540	9.00	8.44	9.785	1	6	6	1	13.89	34.59	2.49	
									2	19.73	54.73	2.77	
									1s	12.88	27.67	2.15	
									2s	16.15	36.00	2.23	
15	10.535	0.540	9.00	8.82	10.535	1	6	6	1	15.33	38.89	2.54	
									2	21.18	60.62	2.86	
									1s	14.02	31.12	2.22	
									2s	17.43	40.37	2.32	

Strips type 1 : HA 50X4

Strips type 1 : 621.0 meters for 3.0 m width of wall
page

```

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

Job number : 2866

=====

Run number : 54

=====

Structure : A13 MONSELICE-PADOVA SUD

=====

CAVALCAVIA SV. TERME EUGANEE

SEZIONE H = 8,40 m.

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

1 . 3 FACING: TERRACCLASS



1 . 4 SEISMIC DATA :

Maximal horizontal acceleration a_0/g : 0.04
Reduction factor of live loads : 0.20
Dynamic variation factor : 1

* 2 . SECTION 54 *

2 . 1 SECTION DATA :

2 . 1 . 1 GEOMETRY :

R.E MASS

Facing height H_f : 8.230 m R.E.backfill height H_1 : 8.400 m
Coping height H_c : 0.170 m Free board H_t : 0.000 m
Slope height H_2 : 0.00 m Mechanical height H_m : 8.400 m
Slope angle β : 0.00 deg. Terrace angle ω : 0.00 deg.
Setback F : 0.00 m Angle at toe β_s : 0.000

Number of blocks : 2 (From top to bottom)

Layers number	Strip Length (m)
7	7.00
4	6.00

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: 20.46 deg.

2 . 1 . 3 EARTH PRESSURE :

Inclination of earth pressure at back of R.E. mass delta = 10.12 deg.

Earth pressure coefficients:

k2x = 0.000 k2y = 0.328 (Static)
x = 0.000 m y = 8.400 m
kaex = 0.000 kaey = 0.373 (Dynamic)
x = 0.000 m y = 8.400 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	484.90	184.66	1131.43	103.91	4.67
2	738.56	184.66	1910.16	142.78	5.17
3	549.24	114.06	1488.70	101.32	5.42
1s +dW	468.65	144.44	1166.56	94.14	4.98
-dW	457.09	144.44	1131.06	92.36	4.95
2s +dW	597.78	147.66	1554.96	114.90	5.20
-dW	583.28	147.66	1510.46	112.62	5.18

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)	Cohesion(kPa)	Overdesign factor
1	1.43	0.99	20.69	-	1.92
			-	30.08	
2	2.29	1.59	13.24	-	3.06
			-	30.08	
1s	1.76	1.22	17.02	-	2.46
			-	23.52	

2 . 3 INTERNAL STABILITY

Calculation width : 3.00 m

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

Strip Ties

layer	z m	deltah m	k	type	Num.	Num.	case	sigmah kPa	Tmax kN	To kN	Tr/Tm	Tro/To	
1	0.535	0.910	.510	1	4	4	1	2.21	1.51	1.28	24.81	21.36	UR4
							2	16.02	10.93	9.29	3.42	2.95	
							1s	2.19	1.81	1.54	20.65	17.78	
							2s	4.77	3.69	3.13	10.15	8.74	
2	1.285	0.750	.489	1	4	4	1	5.19	2.92	2.48	12.83	11.05	UR4
							2	19.16	10.78	9.16	3.47	2.99	
							1s	5.07	3.18	2.70	11.77	10.14	
							2s	8.28	5.10	4.33	7.34	6.32	
3	2.035	0.750	.468	1	4	4	1	8.04	4.52	3.84	8.28	7.13	UR4
							2	22.10	12.43	10.57	3.01	2.59	
							1s	7.75	4.70	3.99	7.97	6.86	
							2s	11.53	6.94	5.90	5.40	4.65	
4	2.785	0.750	.447	1	4	4	1	10.77	6.06	5.15	6.18	5.32	UR4
							2	24.87	13.99	11.89	2.68	2.30	
							1s	10.26	6.11	5.20	6.12	5.27	
							2s	14.53	8.64	7.34	4.33	3.73	
5	3.535	0.750	.426	1	4	4	1	13.41	7.54	6.41	4.96	4.27	UR4
							2	27.46	15.44	13.13	2.42	2.09	
							1s	12.59	7.44	6.32	5.03	4.33	
							2s	17.30	10.21	8.68	3.67	3.16	
6	4.285	0.750	.404	1	4	4	1	15.96	8.98	7.63	4.17	3.59	UR4
							2	29.88	16.81	14.29	2.23	1.92	
							1s	14.78	8.68	7.37	4.31	3.72	
							2s	19.86	11.66	9.91	3.21	2.77	
7	5.035	0.750	.383	1	4	4	1	18.44	10.37	8.82	3.61	3.11	UR4
							2	32.14	18.08	15.37	2.07	1.78	
							1s	16.82	9.83	8.36	3.81	3.28	
							2s	22.20	12.99	11.04	2.88	2.48	
8	5.785	0.750	.362	1	5	5	1	20.94	9.42	8.32	3.97	3.29	R4+6
							2	34.37	15.47	13.66	2.42	2.01	
							1s	18.82	8.79	7.77	4.26	3.53	
							2s	24.43	11.44	10.10	3.27	2.71	
9	6.535	0.750	.356	1	6	6	1	24.60	9.22	8.46	4.06	3.24	R6

									2	38.26	14.35	13.15	2.61	2.08
									1s	21.74	8.50	7.80	4.40	3.51
									2s	27.78	10.89	9.99	3.44	2.74
10	7.285	0.750	.356	1	6	6	1		29.24	10.96	10.42	3.41	2.63	R6
									2	43.23	16.21	15.40	2.31	1.78
									1s	25.33	9.88	9.39	3.79	2.92
									2s	31.86	12.46	11.84	3.00	2.31
11	8.035	0.740	.356	1	6	6	1		34.70	12.84	12.63	2.92	2.17	R6
									2	48.83	18.07	17.77	2.07	1.54
									1s	29.39	11.28	11.10	3.32	2.47
									2s	36.36	14.00	13.77	2.67	1.99

2 . 3 . 2 ADHERENCE : Overdesign factor

layer	z m	f*	L m	La m	Za m	type	Num.	Ties	case	Tmax kN	Tf kN	Tf/Tm
1	0.535	1.414	7.00	4.57	0.535	1	4	4	1	1.51	2.68	1.78
									2	10.93	19.65	1.80
									1s	1.81	2.15	1.18
									2s	3.69	4.69	1.27
2	1.285	1.294	7.00	4.69	1.285	1	4	4	1	2.92	6.06	2.08
									2	10.78	22.90	2.12
									1s	3.18	4.85	1.52
									2s	5.10	7.94	1.56
3	2.035	1.174	7.00	4.82	2.035	1	4	4	1	4.52	8.94	1.98
									2	12.43	25.44	2.05
									1s	4.70	7.15	1.52
									2s	6.94	10.69	1.54
4	2.785	1.054	7.00	4.94	2.785	1	4	4	1	6.06	11.26	1.86
									2	13.99	27.23	1.95
									1s	6.11	9.01	1.47
									2s	8.64	12.88	1.49

5	3.535	0.934	7.00	5.07	3.535	1	4	4	1	7.54	12.99	1.72
									2	15.44	28.18	1.82
									1s	7.44	10.39	1.40
									2s	10.21	14.46	1.42
6	4.285	0.814	7.00	5.19	4.285	1	4	4	1	8.98	14.06	1.57
									2	16.81	28.24	1.68
									1s	8.68	11.25	1.30
									2s	11.66	15.37	1.32
7	5.035	0.694	7.00	5.32	5.035	1	4	4	1	10.37	14.42	1.39
									2	18.08	27.34	1.51
									1s	9.83	11.54	1.17
									2s	12.99	15.57	1.20
8	5.785	0.574	6.00	4.69	5.785	1	5	5	1	9.42	12.09	1.28
									2	15.47	21.91	1.42
									1s	8.79	9.67	1.10
									2s	11.44	12.93	1.13
9	6.535	0.540	6.00	5.07	6.535	1	6	6	1	9.22	13.87	1.50
									2	14.35	24.23	1.69
									1s	8.50	11.09	1.30
									2s	10.89	14.71	1.35
10	7.285	0.540	6.00	5.44	7.285	1	6	6	1	10.96	16.60	1.51
									2	16.21	28.16	1.74
									1s	9.88	13.28	1.34
									2s	12.46	17.51	1.41
11	8.035	0.540	6.00	5.82	8.035	1	6	6	1	12.84	19.57	1.52
									2	18.07	32.38	1.79
									1s	11.28	15.66	1.39
									2s	14.00	20.55	1.47

Strips type 1 : HA 50X4

Strips type 1 : 334.0 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	Load factors				R.E
	LFw	LFp	LFq1	LFq2	density
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)

7. APPENDICE : SPECIFICHE TECNICHE PER STRUTTURE IN TERRA ARMATA

MATERIALI

7.1 PARAMENTO ESTERNO

7.1.1 Paramento verticale in c.a. con pannelli cruciformi

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

Il calcestruzzo avrà una resistenza caratteristica a compressione $R_{ck} > 35$ 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 : ± 5 mm. su 1,5 m.
- dimensioni : ± 5 mm.
- differenza tra le lunghezze delle diagonali : ± 10 mm.
- interasse tubo perno : ± 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 g/dm²;
- 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 28gg.
- 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.

7.2 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^2 e sarà lasciato maturare per 12 ore prima di porre in opera i pannelli.

7.3 RINFORZI IN ACCIAIO ZINCATO, AD ADERENZA MIGLIORATA.

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

7.3.2 Caratteristiche geometriche:

- Armature (= rinforzi) tipo 45x5 rinforzate:

Spessore nominale : sezione corrente $e = 5 \text{ mm} +0.3/- 0.2 \text{ mm}$

: rinforzo all'attacco $E = (e+3) \text{ mm} +0.3/-0.1 \text{ mm}$

Larghezza nominale: sezione corrente $b = 45 \text{ mm} +1, 5 \text{ mm}/-0.5 \text{ mm}$

: rinforzo all'attacco $B = b - 4 \text{ mm (max)}$

Lunghezza da progetto: tolleranze $L = L_{nom} + 300/- 200 \text{ mm}$

- Armature (= rinforzi) tipo 50x4:

Spessore nominale: $e = 4 \text{ mm} - 0/+0.5 \text{ mm}$

Larghezza nominale: $b = 50 \text{ mm} -1.5/+1.5 \text{ mm}$

Lunghezza da progetto: tolleranze $L = L_{nom} \pm 160 \text{ mm}$

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

7.3.3 Trattamento superficiale

Zincatura a caldo in ragione di 5 gr/dm^2 di rivestimento e spessore garantito 70 micron, circa.

7.4 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 $: \geq 1000 \text{ MPa}$

- tensione di snervamento $: \geq 900 \text{ MPa}$

- allungamento percentuale a rottura : $\geq 9 \%$

7.5 GIUNTI PER PANNELLI

7.5.1 Giunti orizzontali

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

7.5.2 Giunti verticali

Il materiale di riempimento dei giunti verticali sarà costituito da strisce di poliuretano a cellula aperta di sezione $4 \times 4 \text{ cm}^2$. 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.

7.6 RILEVATO

7.6.1 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 micron (0,08 mm.), secondo l'analisi granulometrica, è inferiore del 15%.

b) I terreni con la percentuale passante al vaglio da 80 micron superiore al 15%, saranno ugualmente validi quando:

b-1) la percentuale del campione esaminato per sedimentazione passante al vaglio di 15 micron (0,015 mm.), è inferiore al 10%;

b-2) la percentuale del campione esaminato per sedimentazione passante al vaglio di 15 micron (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.

Il rilevato può essere alleggerito per interposti strati di misto granulare o sabbia e argilla espansa 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.

7.6.2 Resistività

Il valore di resistenza 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.

7.6.3 Attività ioni idrogeno

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

7.6.4 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
[SO ₄ ²⁻]	1000 mg/kg	500 mg/kg

7.6.5 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 vedere punto 1.6.4.

Per la verifica durante la posa in opera vedi tabella allegata.

7.6.6 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.

POSA IN OPERA

7.7 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.

7.8 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 3,00 metri di lunghezza.

In qualsiasi altra direzione sul piano verticale del muro la tolleranza ammessa è di 20 mm. sempre su 3 metri di lunghezza.

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

7.9 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.

7.9.1 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.

7.9.2 Compattazione

Il grado di compattazione sarà $\geq 90\%$ del valore fornito dalla prova AASHTO mod. T 180, salvo per l'ultimo strato di 30 cm. costituente il piano di posa della fondazione della pavimentazione che dovrà presentare una densità pari o superiore al 95% o secondo 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.

7.9.3 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.

7.9.4 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.

7.9.5 Prove di controllo

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.

FREQUENZA DELLE PROVE (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.

8. OPERE PROVVISORIALI

8.1 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 semplici, o tirantate.

Le verifiche sono state eseguite secondo le indicazioni riportate nelle NTC '08 e successiva circolare esplicativa al capitolo 6.5.

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*).

In generale sono state adottate le soluzioni tipologiche TIPO 0h, 1h, 2h e 0i, e 1i, per il cui dimensionamento e verifica, si rimanda alla Relazione di Calcolo APE0104 e alle tavole allegate APE0101 e APE0102.

Nel presente caso si è preferito circoscrivere le soluzioni tipologiche delle palancole alle condizioni locali presenti e alle geometrie degli scavi definite.

Segue il dimensionamento e le verifiche delle palancole:

Schema 1: previsto per l'esecuzione del muro TA221, punti prospetto da B a C;

Schema 2: previsto per l'esecuzione del muro TA221, punti prospetto da A a B;

previsto per l'esecuzione del muro TA222, punti prospetto da C a D;

Schema 3: previsto per l'esecuzione del muro TA221, punti prospetto da A a B (parte centrale)

Schema 4: previsto per l'esecuzione del muro TA222, punti prospetto da A, B a C.

Riassumendo si ha:

- Sviluppata muro TA221 realizzata con: schema 1, schema 2 e schema 3;

- Sviluppata muro TA222 realizzata con: schema 4 e schema 2.

8.2 SOFTWARE

1. HarpaCeAs - Paratie ver.6.2
2. Slope\W - GeoSlope (www.geo-slope.com)

8.3 MATERIALI

Carpenteria metallica

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati

- Tipo EN 10025-2 S355 J2+N – per spessori nominali $t \leq 40$ mm
- Tipo EN 10025-2 S355 K2+N – per spessori nominali $t > 40$ mm

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati

- Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava

- Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Tiranti

Tiranti permanenti classe 2 di protezione a trefoli in acciaio armonico

Trefoli	diametro nominale (pollici)	0.6"
	sezione nominale (mm ²)	139

Acciaio per tiranti in trefoli da 0.6" stabilizzati

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

8.4 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Le stratigrafiche di calcolo sono desunte dai *Profili Geotecnici*, cui si rimanda per maggiori dettagli. I parametri costitutivi dei terreni, utilizzati nelle analisi, sono stati ricavati dalla *Relazione Geotecnica* e nello specifico dalle *Schede Geotecniche*.

La Tabella 8-1 riassume le unità litostratigrafiche presenti e le stratigrafia di calcolo corrispondenti; e nella Tabella 8-2 sono esplicitati i parametri geotecnici caratteristici utilizzati nel dimensionamento.

Tabella 8-1 – Quadro riassuntivo stratigrafie di riferimento

schema	rilevato	Terreno in sito
1	0 a -5,0 m	in poi
2	0 a -6,0 m	in poi
3	0 a -7,0 m	in poi
4	0 a -5,0 m	in poi

Tabella 8-2 – Parametri geotecnici caratteristici

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

essendo:

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

Per quanto concerne la falda essa è stata assunta a un metro di profondità da quota terreno in sito.

8.5 DESCRIZIONE SCHEMI

La planimetria generale dei muri TA221 e TA 222 con l'andamento in pianta e prospetto delle palancole è riportata nelle *Figura 8-1* e *Figura 8-2*.

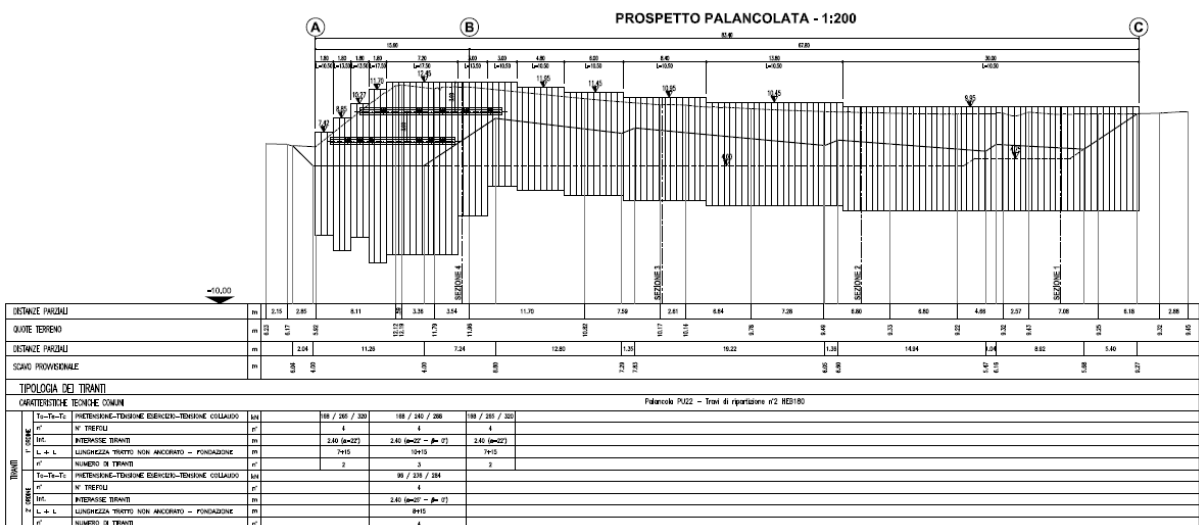
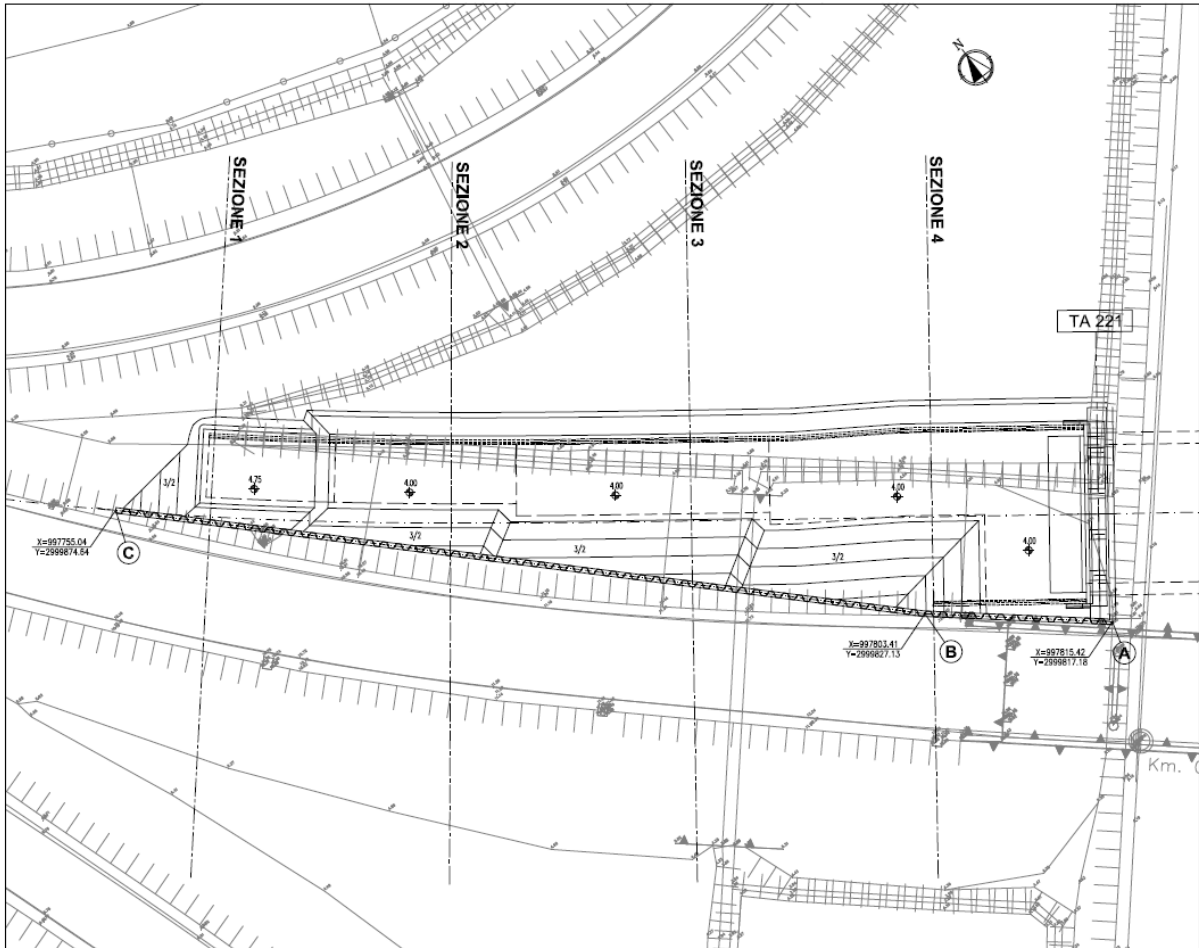
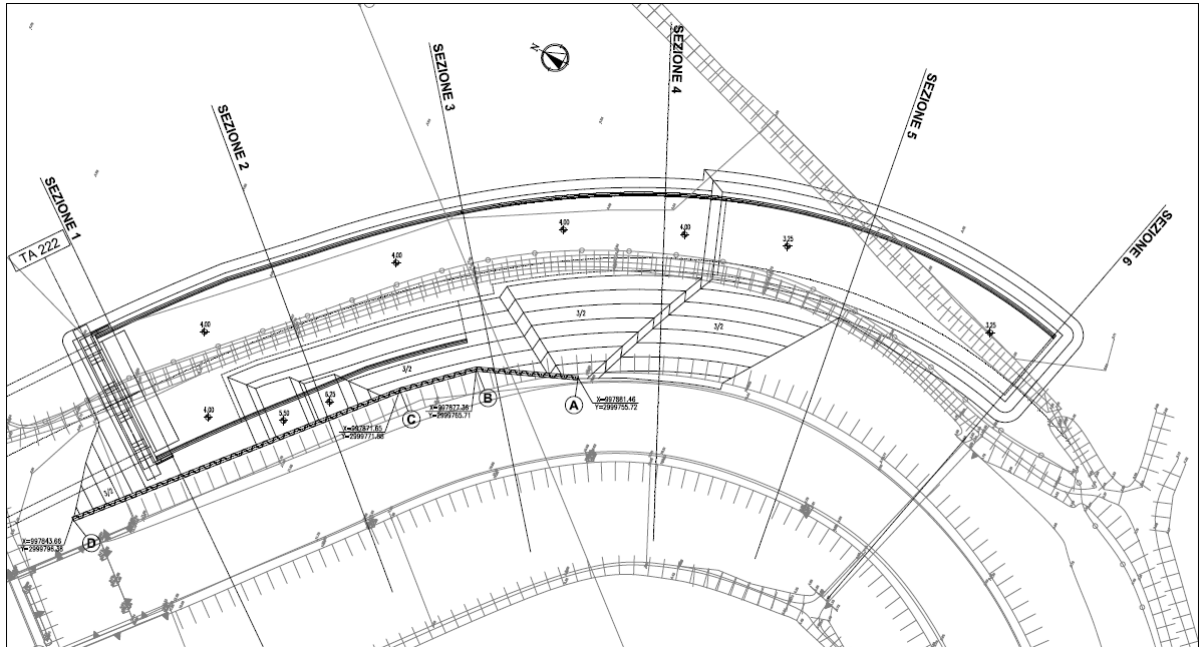


Figura 8-1 - Muro TA221: sviluppo in pianta palancola e prospetto



PROSPETTO PALANCOLATA - 1:200

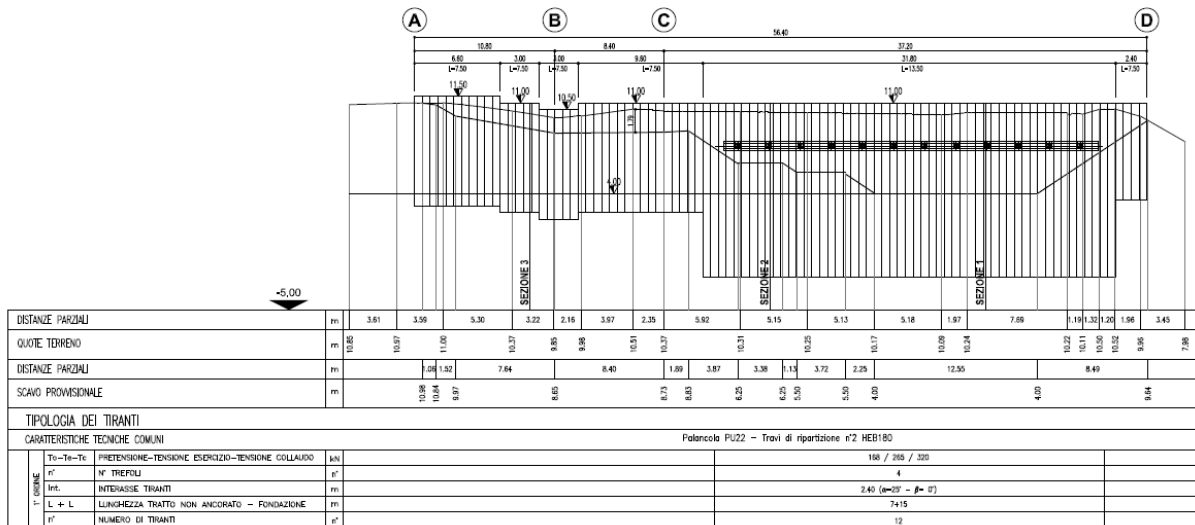


Figura 8-2 - Muro TA222: sviluppo in pianta palancola e prospetto

Schema1:

Si tratta di una palancola provvisoria con schema semplice a sbalzo, con ipotesi geometriche:

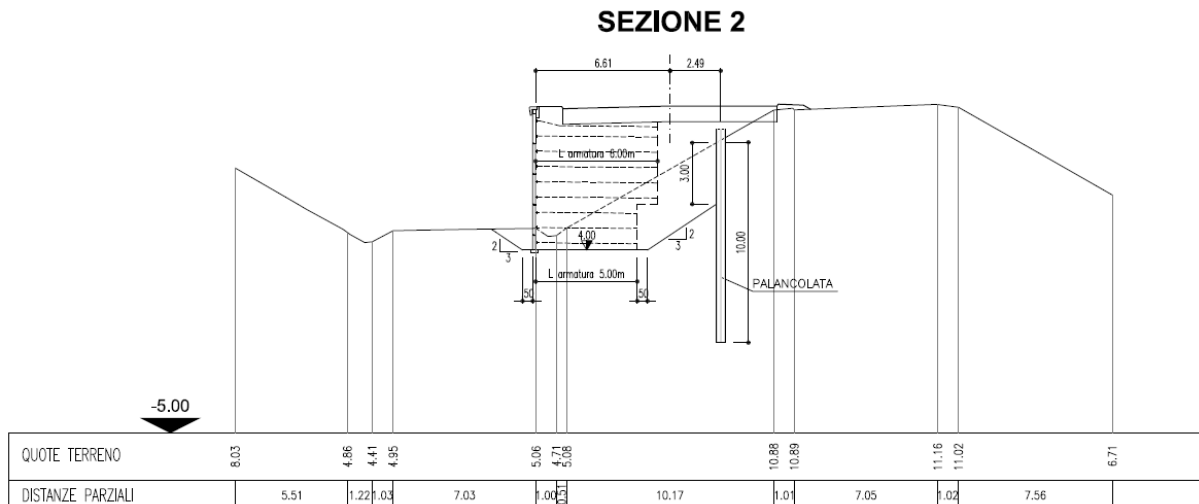
- profilo di monte orizzontale
- per lo spessore di Rilevato il profilo di valle è inclinato di 30 gradi rispetto l'orizzontale.

La palancola ha le seguenti caratteristiche:

- Profilato minimo tipo PU22:
- Massa parete 144 kg / m²;
- Momento di inerzia minimo J = 49460 cm⁴ / m;
- Lunghezza totale 10 m +0.5 m a sbalzo fuori terra.

Questa soluzione è stata calcolata sull'altezza massima di scavo pari a 3,0 m ed è stata adottata anche nei casi di altezze minori.

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



Schema2:

Si tratta di una palancola provvisoria con schema con un ordine di tirante; le ipotesi geometriche:

- profilo di monte orizzontale
- per lo spessore di Rilevato il profilo di valle inclinato mediamente di 15 gradi rispetto l'orizzontale.

La palancola ha le seguenti caratteristiche:

- Profilato minimo tipo PU22:
- Massa parete 144 kg / m²;
- Momento di inerzia minimo $J = 49460 \text{ cm}^4 / \text{m}$;
- Lunghezza totale 13 m +0.5 m a sbalzo fuori terra.

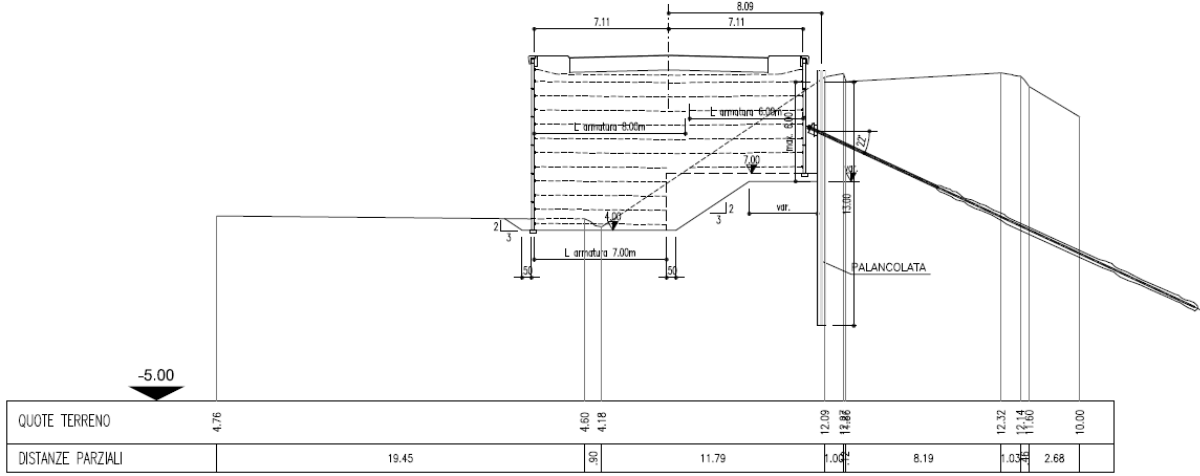
E' stato previsto n°1 ordine di tiranti a trefoli, con le seguenti caratteristiche:

- PreTensione / Tensione di esercizio / Tiro collaudo: 168 / 240 / 288;
- n. trefoli: 4;
- Interasse tiranti: 2.40m;
- inclinazione tirante: 22°;
- Lunghezza tratto non ancorato- fondazione: 7m+15m.

Questa soluzione è stata calcolata sull'altezza massima di scavo pari a 6,0 m; ed è stata adottata anche nei casi di altezze minori.

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

SEZIONE 4



Schema3:

Si tratta di una palancola provvisoria con schema con N.2 ordini di tiranti; le ipotesi geometriche:

- profilo di monte orizzontale
- durante le fasi di scavo, per il materiale "Rilevato" il profilo di valle è inclinato di 15 gradi rispetto l'orizzontale.

La palancola ha le seguenti caratteristiche:

- Profilato minimo tipo PU22:
- Massa parete 144 kg / m²;
- Momento di inerzia minimo $J = 49460 \text{ cm}^4 / \text{m}$;
- Lunghezza totale 17 m +0.5 m a sbalzo fuori terra.

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

1° ordine:

- Distanza testa palancola: 2.5+0.5m
- PreTensione / Tensione di esercizio / Tiro collaudo: 168 / 240 / 288;
- n. trefoli: 4;
- Interasse tiranti: 2.40m;
- inclinazione tirante: 22°;
- Lunghezza tratto non ancorato- fondazione: 10m+15m.

2° ordine:

- Distanza testa palancola: 5.5+0.5m
- PreTensione / Tensione di esercizio / Tiro collaudo: 96 / 236 / 284;
- n. trefoli: 4;
- Interasse tiranti: 1.20m;
- inclinazione tirante: 25°;
- Lunghezza tratto non ancorato- fondazione: 8m+15m.

Questa soluzione, adottata localmente, è stata calcolata sull'altezza massima di scavo pari a 8,0 m.

Schema4:

Si tratta di una palancola provvisoria con schema semplice a sbalzo, con ipotesi geometriche:

- profilo di monte orizzontale
- profilo di valle inclinato di 30 gradi rispetto l'orizzontale.

La palancola ha le seguenti caratteristiche:

- Profilato minimo tipo PU22:
- Massa parete 144 kg / m²;
- Momento di inerzia minimo $J = 49460 \text{ cm}^4 / \text{m}$;
- Lunghezza totale 7 m +0.5 m a sbalzo fuori terra.

Questa soluzione è stata calcolata sull'altezza massima di scavo pari a 2,0 m ed è stata adottata anche nei casi di altezze minori.

8.6 CRITERI DI VERIFICA DELLE PARATIE

Le paratie definitive e provvisorie 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**

Le azioni caratteristiche per l'analisi di interazione terreno-struttura, vengono amplificate di un coefficiente globale equivalente, determinato normalizzando i coefficienti di normativa (A1) rispetto al coefficiente $\gamma_{G1}=1.3$, ovvero:

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

Sfavorevole $\rightarrow 1.3/1.3 = 1.0$

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

Sfavorevole $\rightarrow 1.5/1.3=1.154$

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

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

- **Combinazione A2+M2**

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

Sfavorevole $\rightarrow 1.0$

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

Sfavorevole $\rightarrow 1.3$

I coefficienti parziali sui parametri geotecnici caratteristici γ_M (set *M2*) sono quelli indicati nella tabella 6.2.11 delle *N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008*, ovvero:

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

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

I risultati 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.

8.7 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 γ_R :

$\gamma_R = 1.1$ per gli ancoraggi temporanei

$\gamma_R = 1.2$ per gli ancoraggi permanenti

Il valore di resistenza caratteristica dei tiranti per le verifiche allo sfilamento viene determinato sulla base dei risultati delle prove geotecniche disponibili, applicando i coefficienti correttivi ξ_a di cui alla tabella 6.6.III delle *N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008*, in funzione del numero di profili di indagine disponibili.

Si verifica inoltre la condizione, richiesta dal punto 6.6.2. delle *N.T.C.-08 - D.M. 14 gennaio 2008*, per la quale è necessario che, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

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

Nella definizione della lunghezza libera degli ancoraggi si garantisce che il bulbo si trovi in una zona stabile, andando al di là del cuneo di spinta attiva tracciato a partire dal piede dell'opera; in particolar modo, la lunghezza libera degli ancoraggi viene definita dall'intersezione della retta d'azione del tirante con un piano inclinato di $(45^\circ -$

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

8.8 VERIFICHE ESEGUITE

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

8.8.1 Parametri geotecnici utilizzati

M1	Rilevato	Terreno in sito
peso di volume naturale	$\gamma_n = 20 \text{ N/m}^3$	$\gamma_n = 19 \text{ N/m}^3$
angolo di attrito efficace	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 24^\circ$
coesione efficace	$c' = 0.0 \text{ kPa}$	$c' = 0.0 \text{ kPa}$
angolo d'attrito terreno/parete	$\delta = 0.50 \times \phi'$	$\delta = 0.50 \times \phi'$
modulo elastico compressione vergine:	$E_{vc} = 30 \text{ MPa}$	$E_{vc} = 12 \text{ MPa}$
modulo elastico scarico/ricarico	$E_{ur} = 45 \text{ MPa}$	$E_{ur} = 18 \text{ MPa}$
M2	Rilevato	Terreno in sito
peso di volume naturale	$\gamma_n = 20 \text{ N/m}^3$	$\gamma_n = 19 \text{ N/m}^3$
angolo di attrito efficace	$\phi' = 29^\circ$	$\phi' = 19^\circ$
coesione efficace	$c' = 0.0 \text{ kPa}$	$c' = 0.0 \text{ kPa}$
angolo d'attrito terreno/parete	$\delta = 0.50 \times \phi'$	$\delta = 0.50 \times \phi'$
modulo elastico compressione vergine:	$E_{vc} = 30 \text{ MPa}$	$E_{vc} = 12 \text{ MPa}$
modulo elastico scarico/ricarico	$E_{ur} = 45 \text{ MPa}$	$E_{ur} = 18 \text{ MPa}$

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

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

Condizioni M1

	Rilevato	Terreno in sito
- angolo d'attrito efficace	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 24^\circ$
- coefficiente di spinta attiva tipo	$k_A = 0.235$	$k_A = 0.374$
- coefficiente di spinta passiva	$k_P = 6.199$ (orizzontale)	$k_P = 3.139$
	$k_P = 1.068 \div 3.188$ (inclinaz. $30^\circ \div 15^\circ$)	

Condizioni M2

- angolo d'attrito efficace	$\phi' = 29^\circ$	$\phi' = 19^\circ$
- coefficiente di spinta attiva	$k_A = 0.304$	$k_A = 0.458$
- coefficiente di spinta passiva	$k_P = 4.175$	$k_P = 2.385$
	$k_P = 0.968 \div 2.300$ (inclinaz. $30^\circ \div 15^\circ$)	

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

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

8.8.2 Analisi eseguite

Tutte le analisi vengono eseguite utilizzando il programma PARATIE 6.2 Ceas. Nel caso della verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno, essa viene svolta con il programma GEOSLOPE 2007.

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)

8.8.3 Verifica dei tubi di armatura dei micropali

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

8.8.4 Verifica a sfilamento dei tiranti e dei micropali inclinati

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

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

dove:

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

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

$R_{ak\ TIR}$ = valore caratteristico della resistenza allo sfilamento

$R_{ad\ TIR}$ = valore di progetto della resistenza allo sfilamento

$\gamma_{R\ TIR}$ = coefficiente parziale 1.1 tiranti temporanei

1.2

tiranti permanenti

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

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

in cui:

D_{perf} = diametro di perforazione

L_{bulbo} = lunghezza del bulbo

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

τ_{medio}, τ_{min} = aderenza limite caratteristica bulbo-terreno, da valutare a partire

dai risultati delle prove geotecniche

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

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

$\alpha \tau = 100$ kPa per iniezioni ripetute in pressione (I.R.S.)

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

8.8.5 Verifica della resistenza strutturale dell'ancoraggio

Si prevede di armare i tiranti mediante trefoli da 0,6" di acciaio avente tensione caratteristica all'1% di deformazione sotto carico $f_{p(1)k} \leq 1670$ 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:

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

dove:

A = area del singolo trefolo

n = numero dei trefoli

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

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

essendo:

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

γ_s = coefficiente parziale di sicurezza = 1.15

La resistenza di progetto dell'acciaio, per il micropalo a cavalletto, si calcola come:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m}$$

essendo:

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio = 355 MPa

γ_s = coefficiente parziale = 1.05

Si dovrà verificare che:

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

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

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

8.8.6 Verifica delle travi di ripartizione

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

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

La verifica è condotta, in accordo alla normativa (par. 6.5.3.1.2 NTC2008), secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2, ovvero A2+M2+R1.

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

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

8.8.8 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 Slope/W ver.2007; 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.

Nell'analisi della sezione vengono inserite le forze stabilizzanti indotte dai tiranti.

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 ≥ 1.1 , ovvero:

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

8.9 PALANCOLA SCHEMA "1"

8.9.1 Risultati del programma PARATIE

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

- fase 0 esecuzione della palanca semplice;
- fase 1 condizione geostatica con applicazione di sovraccarico da traffico pari a 20 kPa (SLE), 23.10 kPa (A1), 26 kPa (A2)
- fase 2 scavo finale a 3.0m da testa palanca.

I risultati necessari per le verifiche sono i seguenti:

SLE

- spostamento massimo δ 48.674 mm

A1+M1

- momento flettente massimo M_{MAX} 152 kNm/m
- taglio massimo T_{MAX} 56 kN/m
- spinta passiva mobilitata 38%

A2+M2

- spinta passiva mobilitata 60%

Figura 8-3: SLE – Schema 1, Diagramma di spostamento

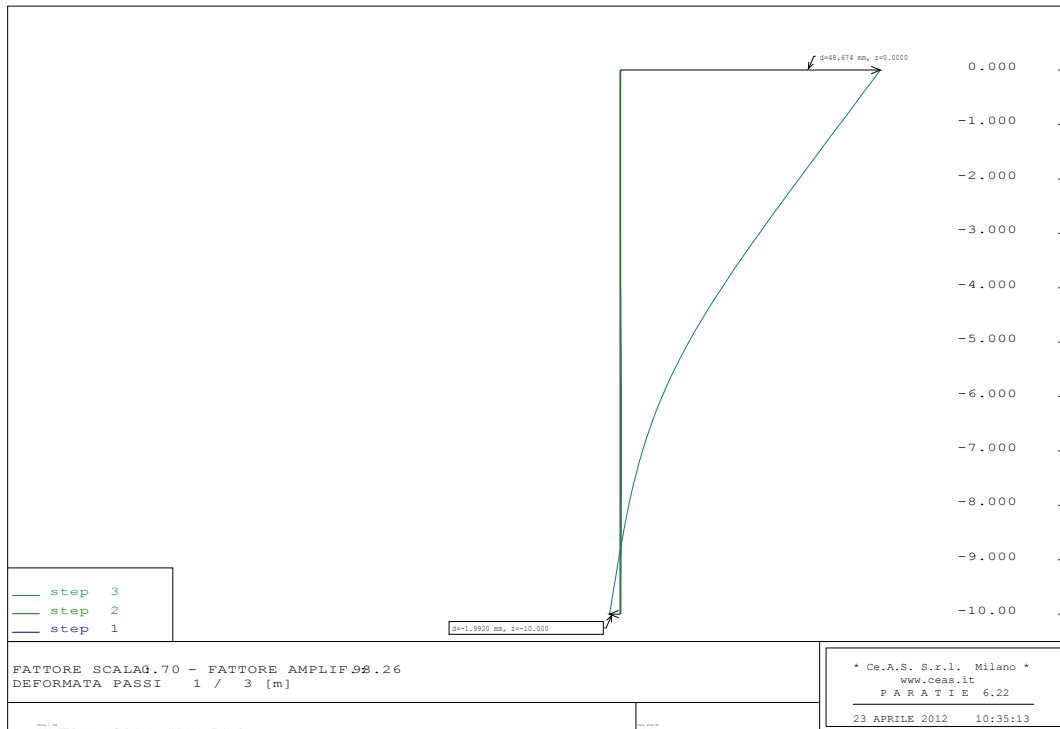


Figura 8-4: SLU A1 - Schema 1, Diagramma del momento flettente

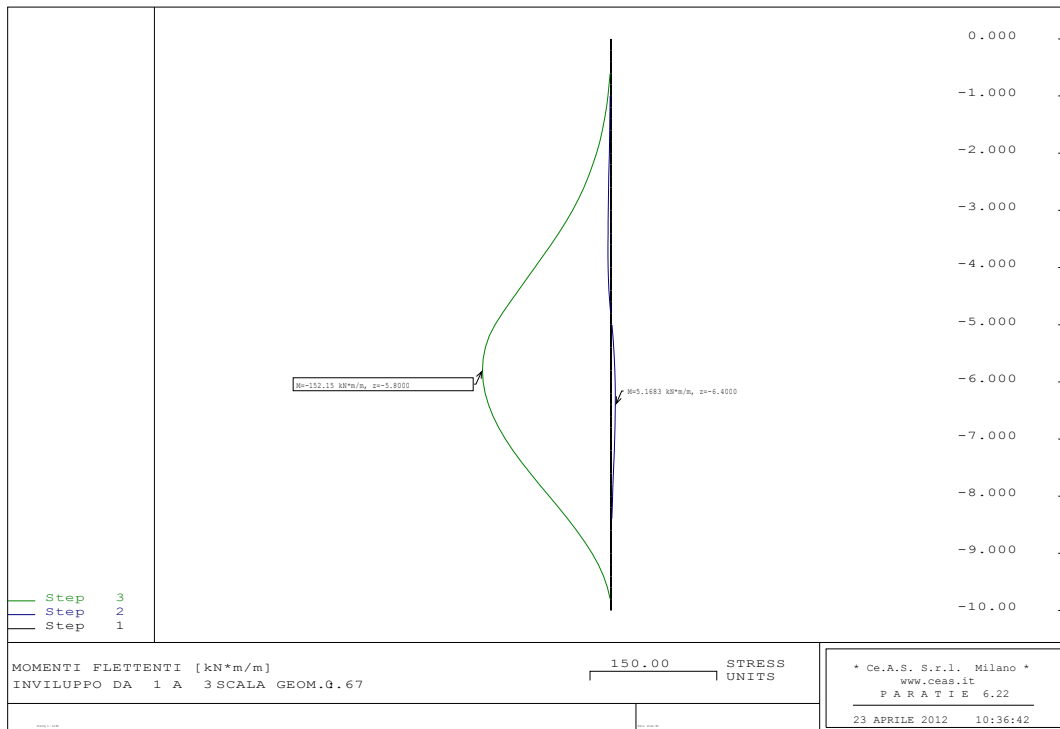
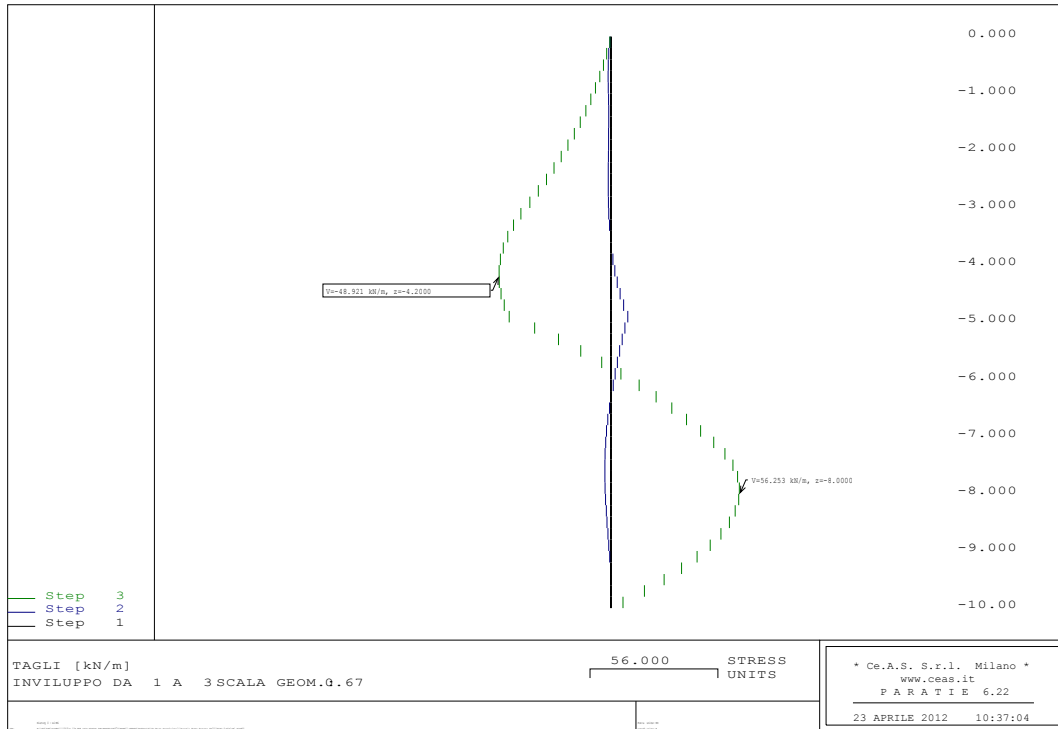


Figura 8-5: SLU A1 - Schema 1, Diagramma del taglio



8.9.2 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 8-6: Sezione tipo delle palancole

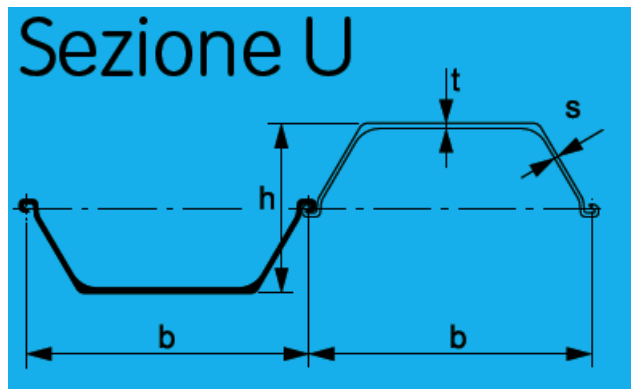


Figura 8-7: Caratteristiche del profilo minimo PU22

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

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

Il momento ultimo è così calcolato:

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

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

Dove:

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

I valori di calcolo allo SLU riportati precedentemente, e amplificati per il coefficiente 1.3) sono di seguito riassunti:

Tipo	Md (kNm / m)	Td (kN / m)
Schema 1	198	73

Le verifiche sono soddisfatte.

8.9.3 Verifica della resistenza del terreno a valle

Secondo quanto esposto nel paragrafo precedente, nella combinazione A2 - M2, risulta che la spinta passiva mobilitata a valle è pari al 60% di quella disponibile e pertanto la verifica è soddisfatta.

Si verifica inoltre che nella combinazione A1-M1 essa risulti inferiore al 60% di quella disponibile. Nel caso in oggetto essa è pari al 38% e quindi verificata.

8.9.4 Verifiche SLE

Come riportato al paragrafo 8.9.1 ed illustrato nel diagramma di spostamento (*Figura 8-3*), il valore massimo di spostamento ottenuto è compatibile con i requisiti prestazionali dell'opera e pertanto accettabile.

8.10 PALANCOLA SCHEMA “2”

8.10.1 Risultati del programma PARATIE

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

- | | |
|--------|---|
| fase 0 | esecuzione della palanca semplice; |
| fase 1 | condizione geostatica con applicazione di sovraccarico da traffico pari a 20 kPa (SLE), 23.10 kPa (A1), 26 kPa (A2) |
| fase 2 | scavo a 3.0 m da testa palanca; |
| fase 3 | messa in opera del 1° ordine di tiranti a 2.5 m da testa palanca |
| fase 4 | scavo finale a 5.5m da testa palanca |

I risultati necessari per le verifiche sono i seguenti:

SLE

-	spostamento massimo	δ	16.63 mm
---	---------------------	----------	----------

A1+M1

- | | | | |
|---|---------------------------|-----------|------------|
| - | momento flettente massimo | M_{MAX} | 92.7 kNm/m |
| - | taglio massimo | T_{MAX} | 71 kN/m |
| - | spinta passiva mobilitata | | 59% |

A2+M2

- | | | | |
|---|---------------------------|--|-----|
| - | spinta passiva mobilitata | | 86% |
|---|---------------------------|--|-----|

Figura 8-8: SLE - Schema 2, Diagramma di spostamento

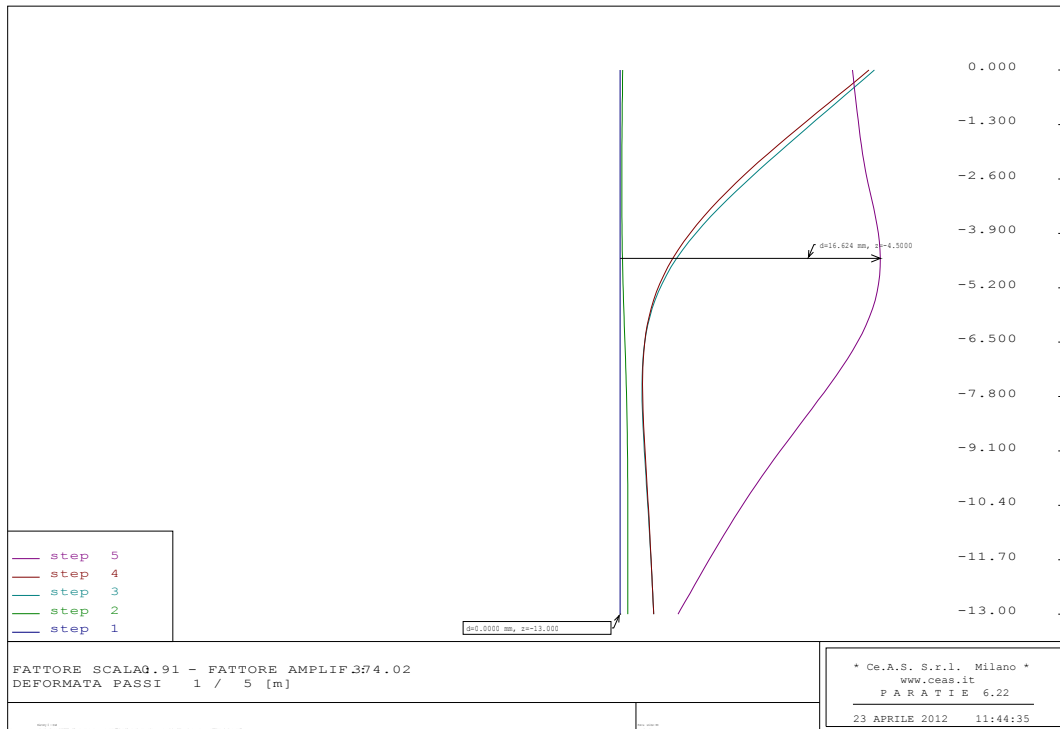


Figura 8-9: SLU A1 - Schema 2, Diagramma del momento flettente

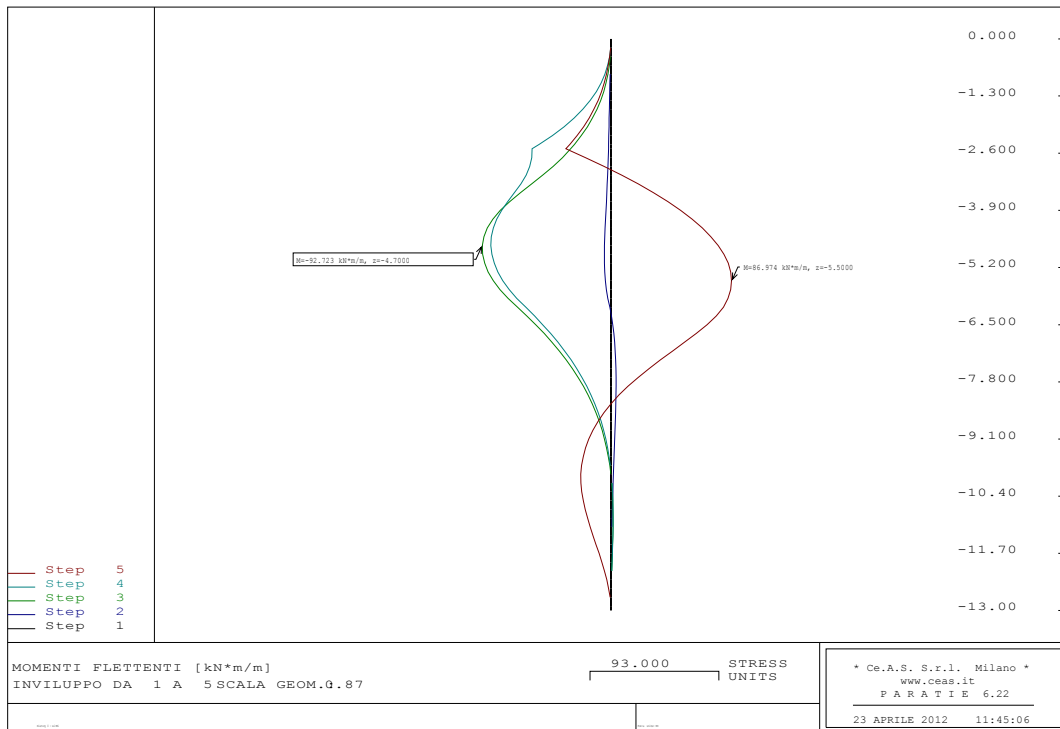


Figura 8-10: SLU A1 - Schema 2, Diagramma del taglio

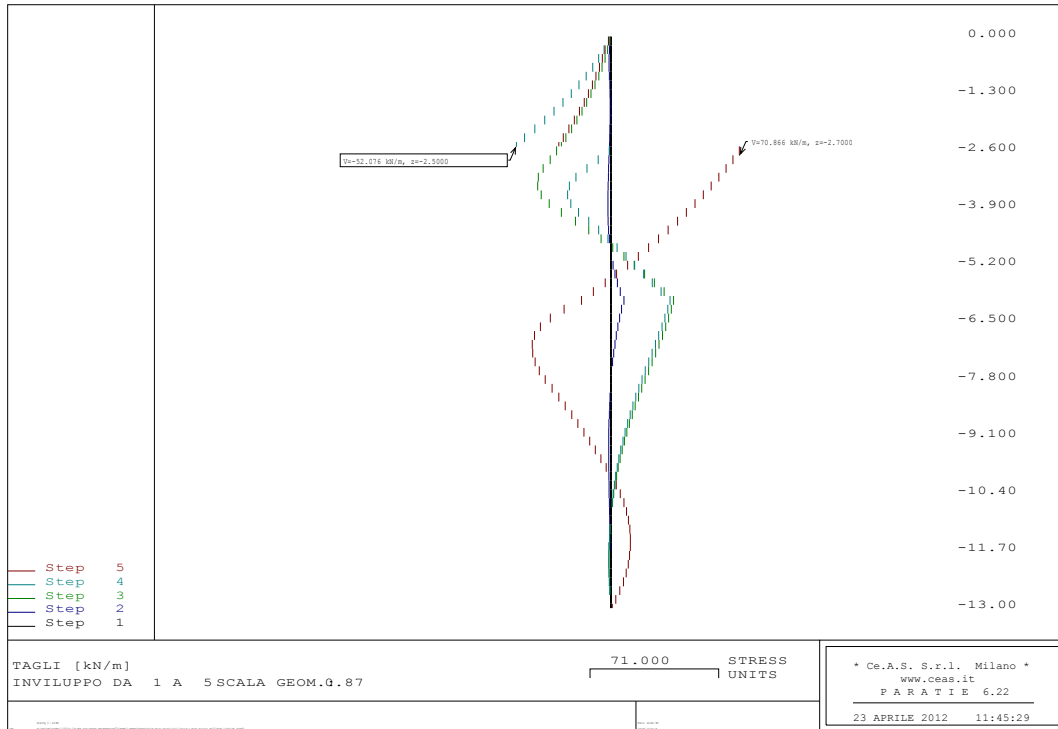
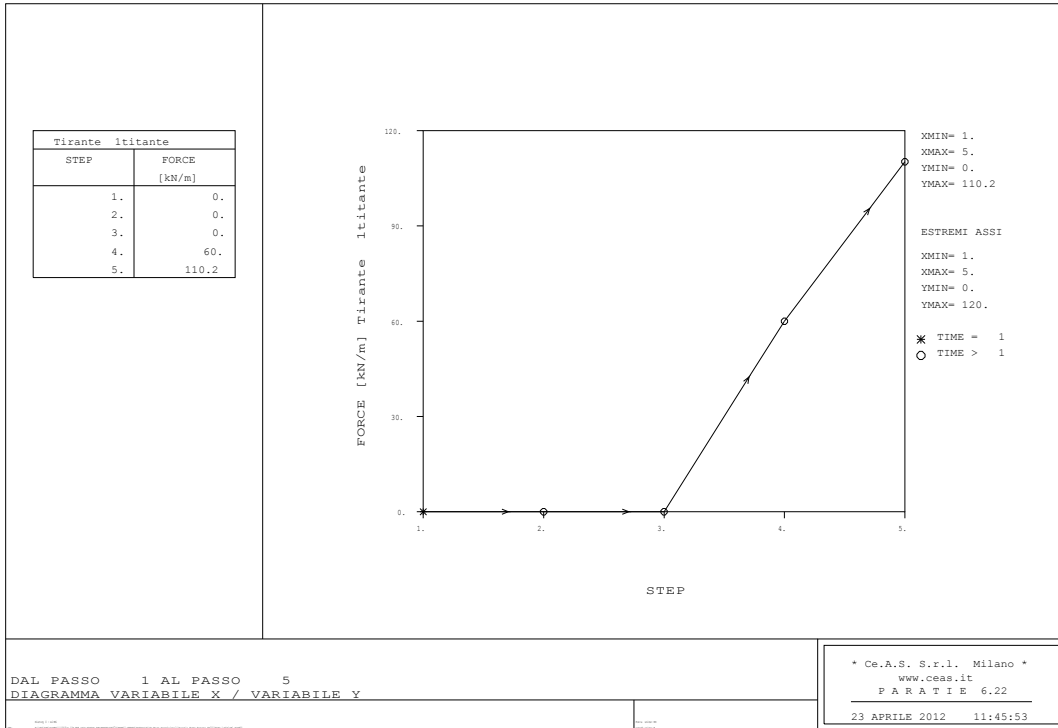


Figura 8-11: SLU A1 - Schema 2, Azione assiale massima nei tiranti del 1° ordine



8.10.2 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 8-12: Sezione tipo delle palancole

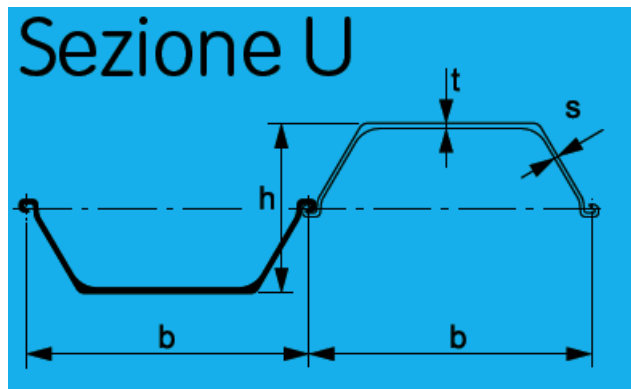


Figura 8-13: Caratteristiche del profilo minimo PU22

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

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

Il momento ultimo è così calcolato:

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

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

Dove:

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

I valori di calcolo allo SLU riportati precedentemente, e amplificati per il coefficiente 1.3) sono di seguito riassunti:

Tipo	Md (kNm / m)	Td (kN / m)
Schema 2	121	92

Le verifiche sono soddisfatte.

8.10.3 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.8.8.4 considerando il coefficiente $\zeta = 1.8$ (relativo ad una verticale di indagine) e $\gamma_R = 1.2$ (per tirante definitivo).

Figura 8-14 - Schema 2, Resistenza di progetto dei tiranti e verifica di sfilamento

n° prof indagini	1	
γa3	1.8	
γa4	1.8	

dati di ingresso													
ordine	tipo (P/T)	quota (m da l.p.)	n° trefoli (-)	α (-)	τ _{ad} k/m ²	τ _{ad} k/min	ατ _{ad} k/m ²	ατ _{ad} k/min	D _{per} (m)	interasse (m)	T ₀ (kN)	T ₀ (kN/m)	L _{butto} (m)
1	P	2.5	4	1	100	100	100	100	0.16	2.40	144	60	15
2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

resistenze a sfilamento								verifica della gerarchia delle resistenze				
ordine	tipo (P/T)	γ _R TIR (-)	R _{a,med} / ζ ₃ (kN)	R _{a,com} / ζ ₄ (kN)	R _{a,TIR} (kN)	R _{ad} TIR (kN)	R _{a,med} / ζ ₃ (kN/m)	R _{a,com} / ζ ₄ (kN/m)	R _{ad} TIR (kN/m)	R _{ac} (kN)	R _{yk} (kN)	
1	P	1.2	419	419	419	349	28	28	23	754	<=	929
2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	>	0
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<=	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<=	-
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<=	-

ORDINE 1			verifica a sfilamento						verifica strutturale					
comb	ordine	interasse (m)	P _K PARATIE (kN/m)	P _k (kN)	γ _E (-)	P _d (kN)	R _{ad} TIR (kN)		L _{butto,calc} (m)	L _{butto,d} (m)	R _{yd} (kN)	P _d (kN)		
SLE	1	2		0	1.0	0					743	>	0	
A1+M1	STAT-A	1	111.0	266	1.3	346	<=	349	OK	14.88	15.00	807	>	346
A1+M1	STAT-B	1		0	1.3	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0
A1+M1	SIS-A	1		0	1.0	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0
A1+M1	SIS-B	1		0	1.0	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0

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

8.10.4 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 micropali inclinati la resistenza di calcolo dell'acciaio si calcola come:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m}$$

essendo:

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio = 355 MPa

γ_s = coefficiente parziale = 1.05

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

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

Come illustrato nella **Figura 8-14**, le verifiche risultano soddisfatte.

8.10.5 Verifica della resistenza del terreno a valle

Secondo quanto esposto nel paragrafo precedente, nella combinazione A2 - M2, risulta che la spinta passiva mobilitata a valle è pari al 86% di quella disponibile e pertanto la verifica è soddisfatta.

Si verifica inoltre che nella combinazione A1-M1 essa risulti inferiore al 60% di quella disponibile. Nel caso in oggetto essa è pari al 59% e quindi verificata.

8.10.6 Verifiche SLE

Come riportato al paragrafo 8.10.1 ed illustrato nel diagramma di spostamento (*Figura 8-8*), il valore massimo di spostamento ottenuto è compatibile con i requisiti prestazionali dell'opera e pertanto accettabile.

8.11 PALANCOLA SCHEMA “3”

8.11.1 Risultati del programma PARATIE

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

fase 0	esecuzione della palanca semplice;
fase 1	condizione geostatica con applicazione di sovraccarico da traffico pari a 20 kPa (SLE), 23.10 kPa (A1), 26 kPa (A2)
fase 2	scavo a 3.0 m da testa palanca;
fase 3	messa in opera del 1° ordine di tiranti a 2.5 m da testa palanca
fase 2	scavo a 6.0 m da testa palanca;
fase 3	messa in opera del 2° ordine di tiranti a 5.5 m da testa palanca
fase 4	scavo finale a 8.0m da testa palanca

I risultati necessari per le verifiche sono i seguenti:

SLE

- spostamento massimo δ 27.425 mm

A1+M1

- momento flettente massimo M_{MAX} 188.40 kNm/m

- taglio massimo T_{MAX} 141.50 kN/m

- spinta passiva mobilitata 66%

A2+M2

- spinta passiva mobilitata 95%

Figura 8-15: SLE - Schema 3, Diagramma di spostamento

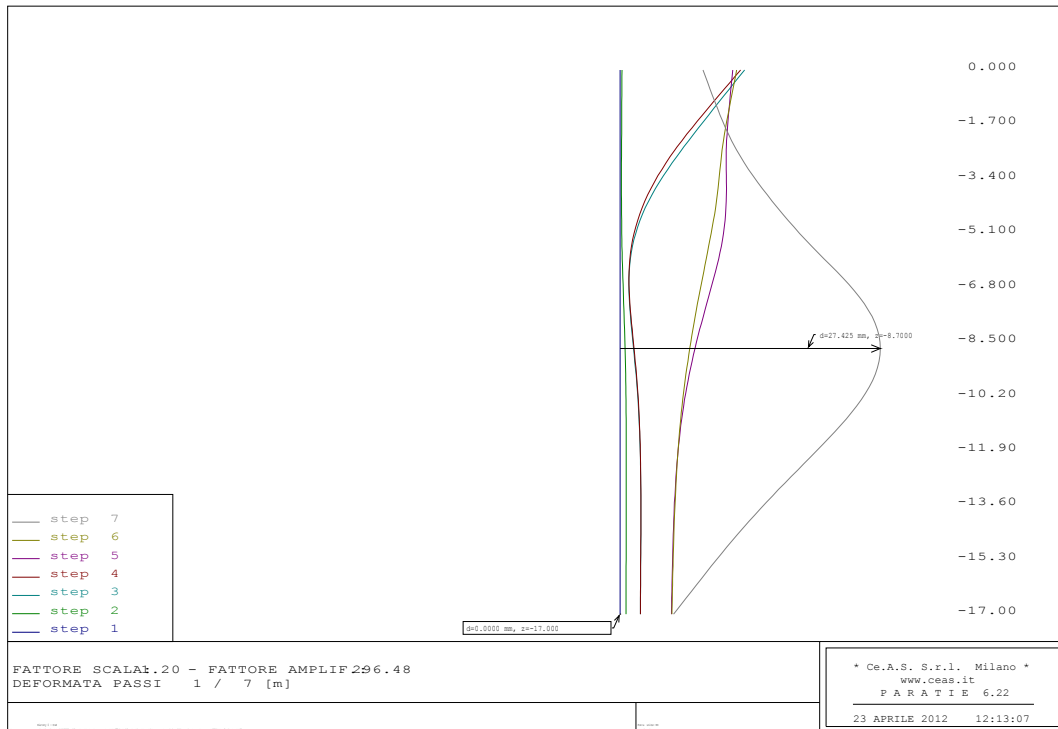


Figura 8-16: SLU A1 - Schema 3, Diagramma del momento flettente

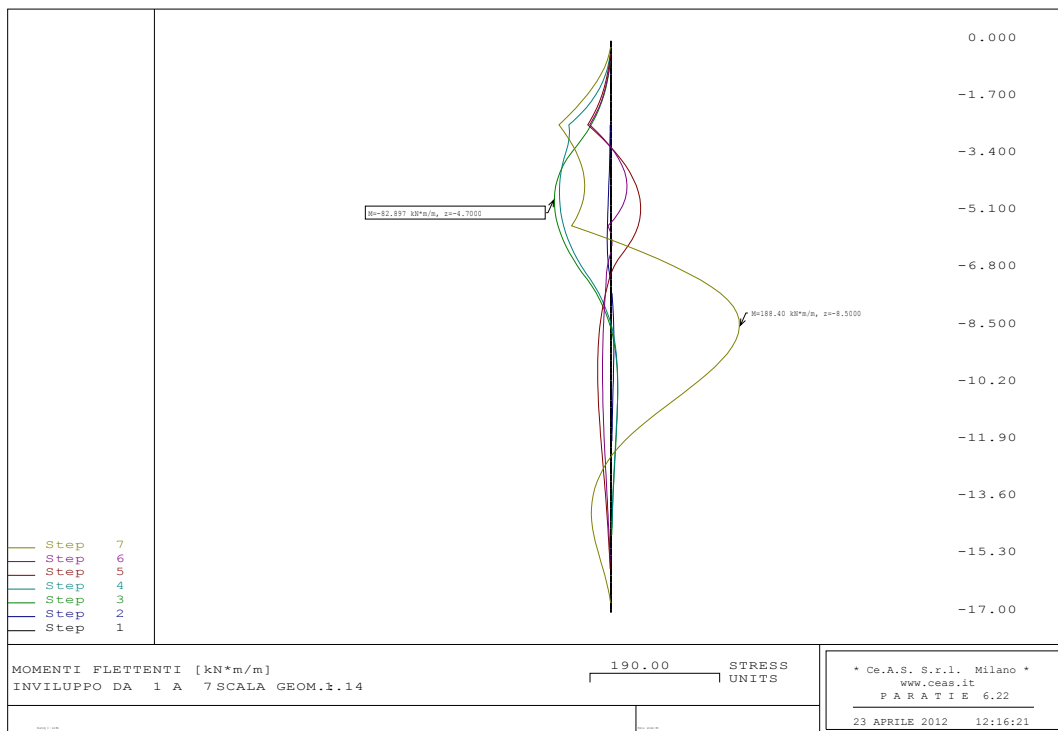


Figura 8-17: SLU A1 - Schema 3, Diagramma del taglio

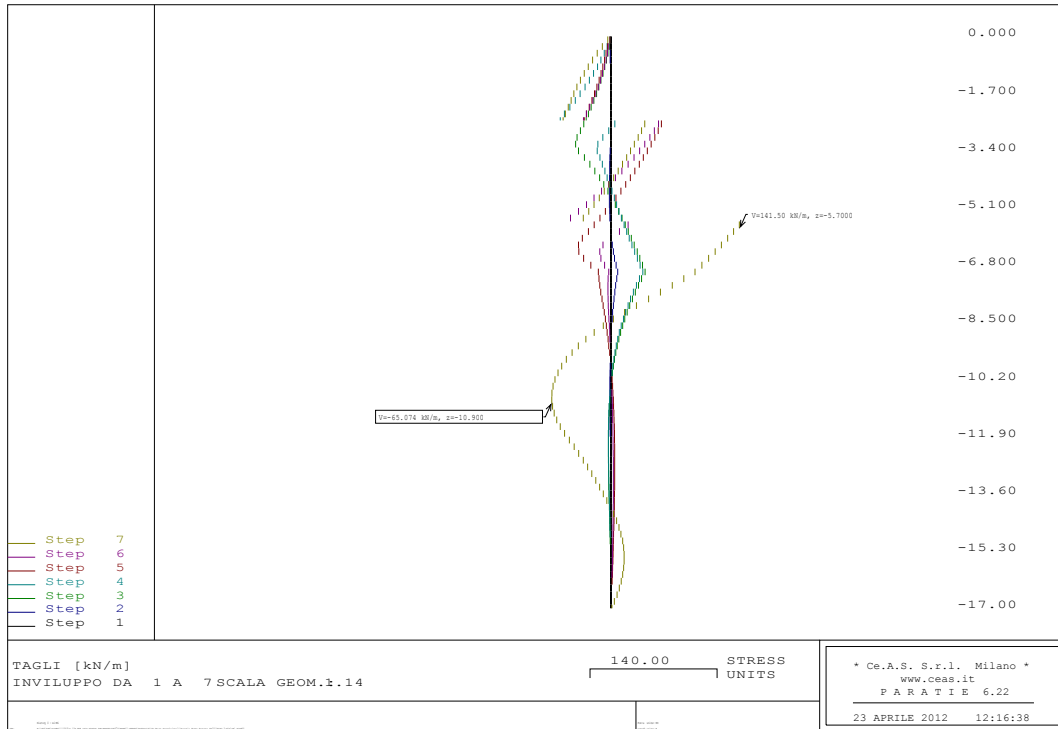


Figura 8-18: SLU A1 - Schema 3, Azione assiale massima nei tiranti del 1° ordine

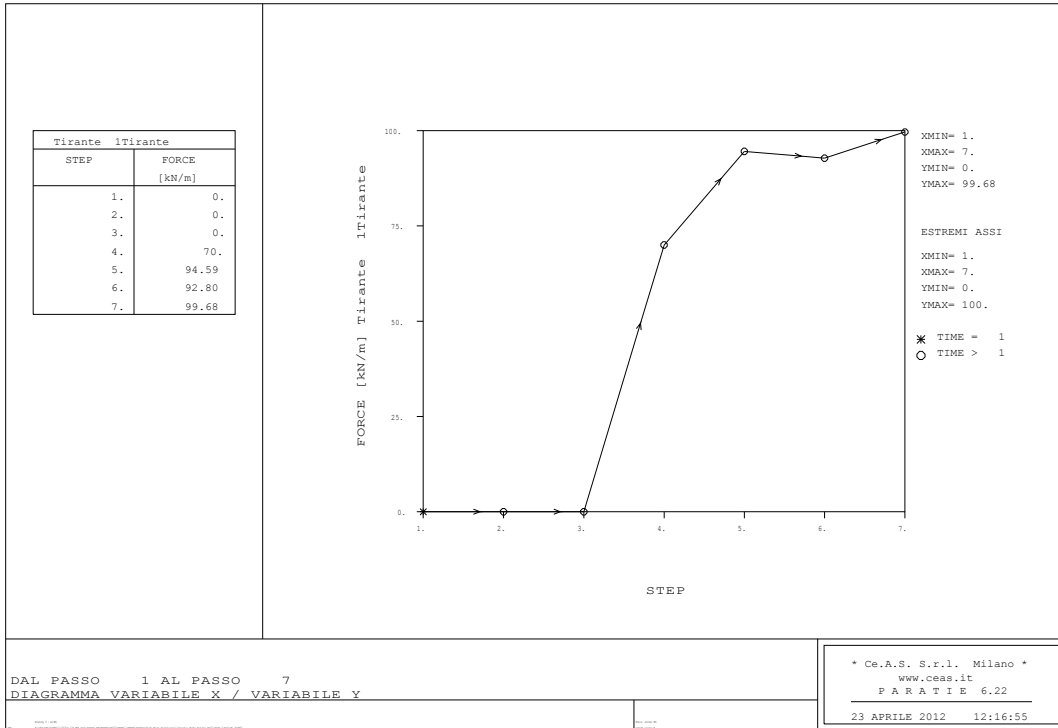
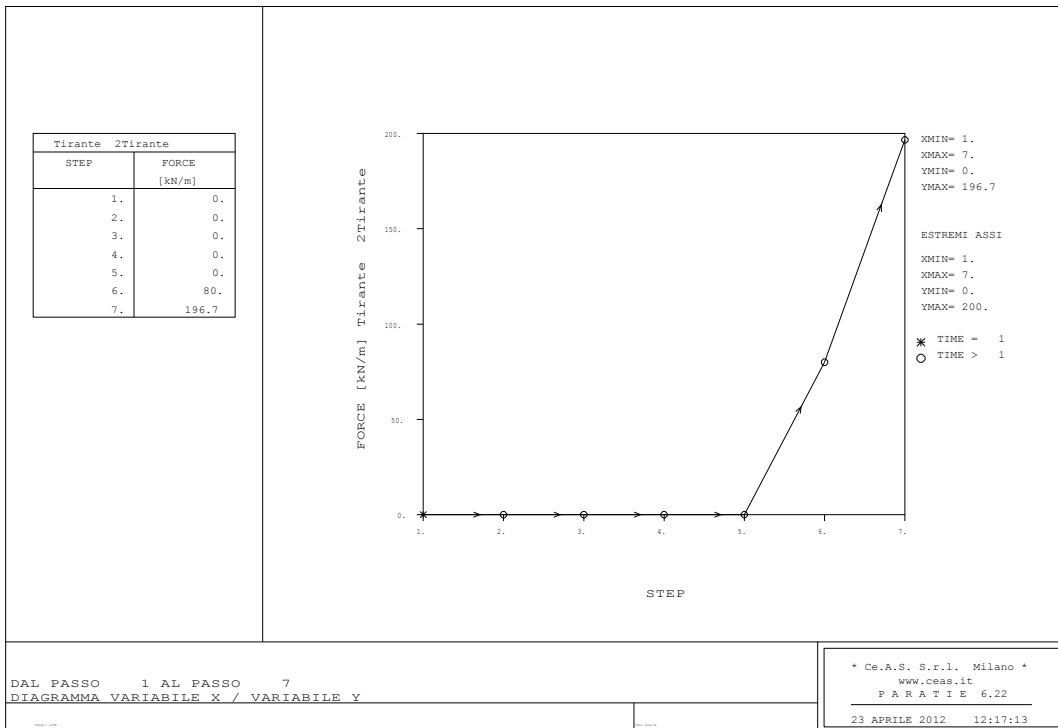


Figura 8-19: SLU A1 - Schema 3, Azione assiale massima nei tiranti del 2° ordine



8.11.2 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 8-20: Sezione tipo delle palancole

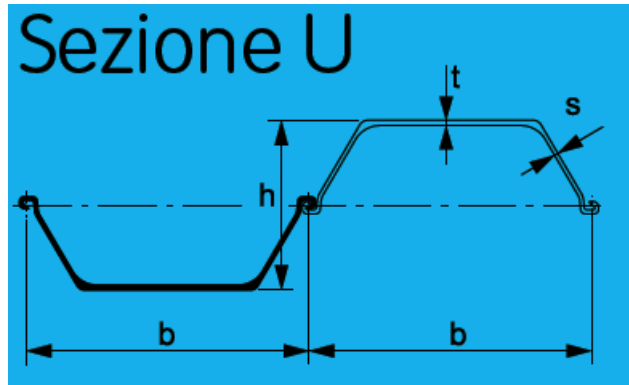


Figura 8-21: Caratteristiche del profilo minimo PU22

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

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

Il momento ultimo è così calcolato:

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

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

Dove:

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

I valori di calcolo allo SLU riportati precedentemente, e amplificati per il coefficiente 1.3) sono di seguito riassunti:

Tipo	Md (kNm / m)	Td (kN / m)
Schema 3	246	185

Le verifiche sono soddisfatte.

8.11.3 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.8.8.4 considerando il coefficiente $\zeta = 1.8$ (relativo ad una verticale di indagine) e $\gamma_R = 1.2$ (per tirante definitivo).

Figura 8-22 - Schema 3, Resistenza di progetto dei tiranti e verifica di sfilamento

n° prof indagini															
a3		1.8													
a4		1.8													
dati di ingresso															
ordine	tipo (P/T)	quota (m da tp.)	n° trefoli (-)	α (-)	$T_{ad\ k\ med}$	$T_{ad\ k\ min}$	$\alpha \cdot T_{ad\ k\ med}$ (kPa)	$\alpha \cdot T_{ad\ k\ min}$ (kPa)	D_{perf} (m)	interasse (m)	T_0 (kN)	T_0 (kN)	L_{bulbo} (m)		
1	P	2.5	4	1	100	100	100	100	0.16	2.40	168	70	15		
2	p	5.5	4	1	100	100	100	100	0.16	1.20	96	80	15		
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
resistenze a sfilamento															
ordine	tipo (P/T)	γ_R TIR (-)	$R_{a,med} / \zeta_3$ (kN)	$R_{a,min} / \zeta_4$ (kN)	$R_{a,TIR}$ (kN)	$R_{ad,TIR}$ (kN)	$R_{a,med} / \zeta_3$ (kN/m)	$R_{a,min} / \zeta_4$ (kN/m)	$R_{ad,TIR}$ (kN/m)	R_{ac} (kN)	R_{yk} (kN)				
1	P	1.2	419	419	419	349	28	28	23	754	<=	929	OK		
2	p	1.2	419	419	419	349	28	28	23	754	<=	929	OK		
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<=	-	-		
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<=	-	-		
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<=	-	-		
ORDINE 1															
		ordine	interasse (m)	$P_{k\ PARATIE}$ (kN/m)	P_k (kN)	γ_E (-)	P_d (kN)	$R_{ad\ TIR}$ (kN)		$L_{bulbo,calc}$ (m)	$L_{bulbo,d}$ (m)	R_{yd} (kN)	P_d (kN)		
SLE		1	2	100.0	0	1.0	0					743	>	0	
A1+M1	STAT-A	1	2.4		240	1.3	312	<=	349	OK	13.41	15.00	807	>	312
A1+M1	STAT-B	1	2.4		0	1.3	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0
A1+M1	SIS-A	1	2.4		0	1.0	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0
A1+M1	SIS-B	1	2.4		0	1.0	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0
ORDINE 2															
		ordine	interasse (m)	$P_{k\ PARATIE}$ (kN/m)	P_k (kN)	γ_E (-)	P_d (kN)	$R_{ad\ TIR}$ (kN)		$L_{bulbo,calc}$ (m)	$L_{bulbo,d}$ (m)	R_{yd} (kN)	P_d (kN)		
SLE		2	1.2	197	0	1.0	0					743	>	0	
A1+M1	STAT-A	2	1.2		236	1.3	307	<=	349	OK	13.21	15.00	807	>	307
A1+M1	STAT-B	2	1.20		0	1.3	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0
A1+M1	SIS-A	2	1.2		0	1.0	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0
A1+M1	SIS-B	2	1.2		0	1.0	0	<=	349	OK	0.00	15.00	807	>	0

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

8.11.4 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 micropali inclinati la resistenza di calcolo dell'acciaio si calcola come:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m}$$

essendo:

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio = 355 MPa

γ_s = coefficiente parziale = 1.05

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

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

Come illustrato nella **Figura 8-22**, le verifiche risultano soddisfatte.

8.11.5 Verifica della resistenza del terreno a valle

Secondo quanto esposto nel paragrafo precedente, nella combinazione A2 - M2, risulta che la spinta passiva mobilitata a valle è pari al 95% di quella disponibile e pertanto la verifica è soddisfatta.

8.11.6 Verifiche SLE

Come riportato al paragrafo 8.11.1 ed illustrato nel diagramma di spostamento (*Figura 8-16*), il valore massimo di spostamento ottenuto è compatibile con i requisiti prestazionali dell'opera e pertanto accettabile.

8.12 PALANCOLA SCHEMA “4”

8.12.1 Risultati del programma PARATIE

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

- fase 0 esecuzione della palanca semplice;
- fase 1 condizione geostatica con applicazione di sovraccarico da traffico pari a 20 kPa (SLE), 23.10 kPa (A1), 26 kPa (A2)
- fase 2 scavo finale a 2.0m da testa palanca.

I risultati necessari per le verifiche sono i seguenti:

SLE

- spostamento massimo δ 39.520 mm;

A1+M1

- momento flettente massimo M_{MAX} 71.34kNm/m
- taglio massimo T_{MAX} 51.1 kN/m
- spinta passiva mobilitata 40%

A2+M2

- spinta passiva mobilitata 37%

Figura 8-23: SLE – Schema 4, Diagramma di spostamento

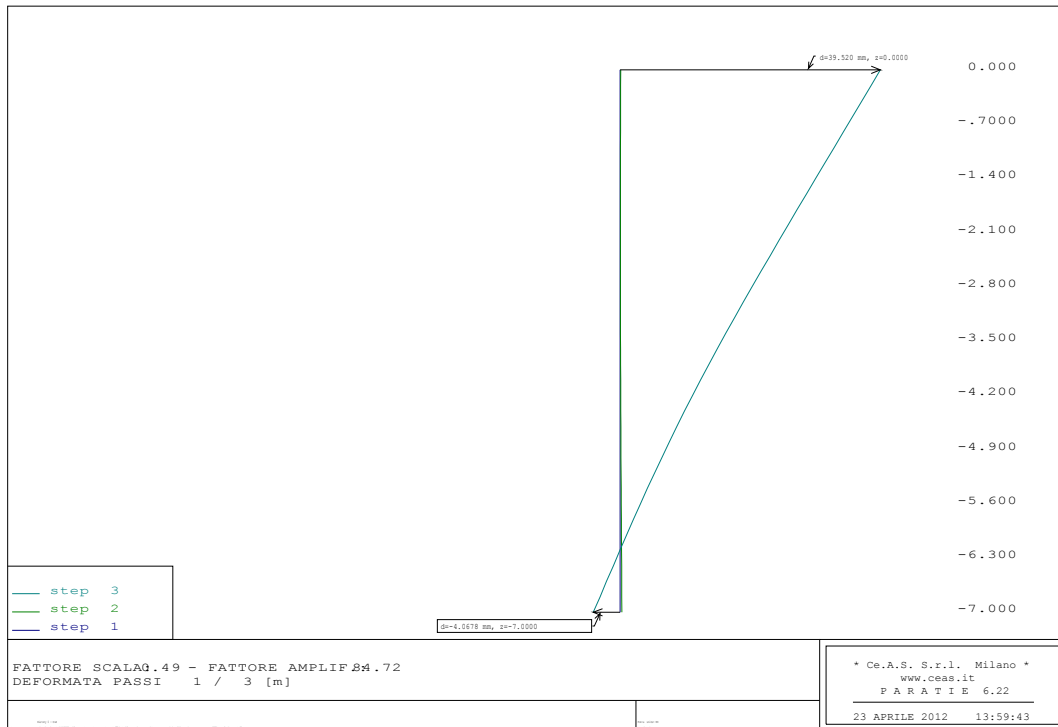


Figura 8-24: SLU A1 - Schema 4, Diagramma del momento flettente

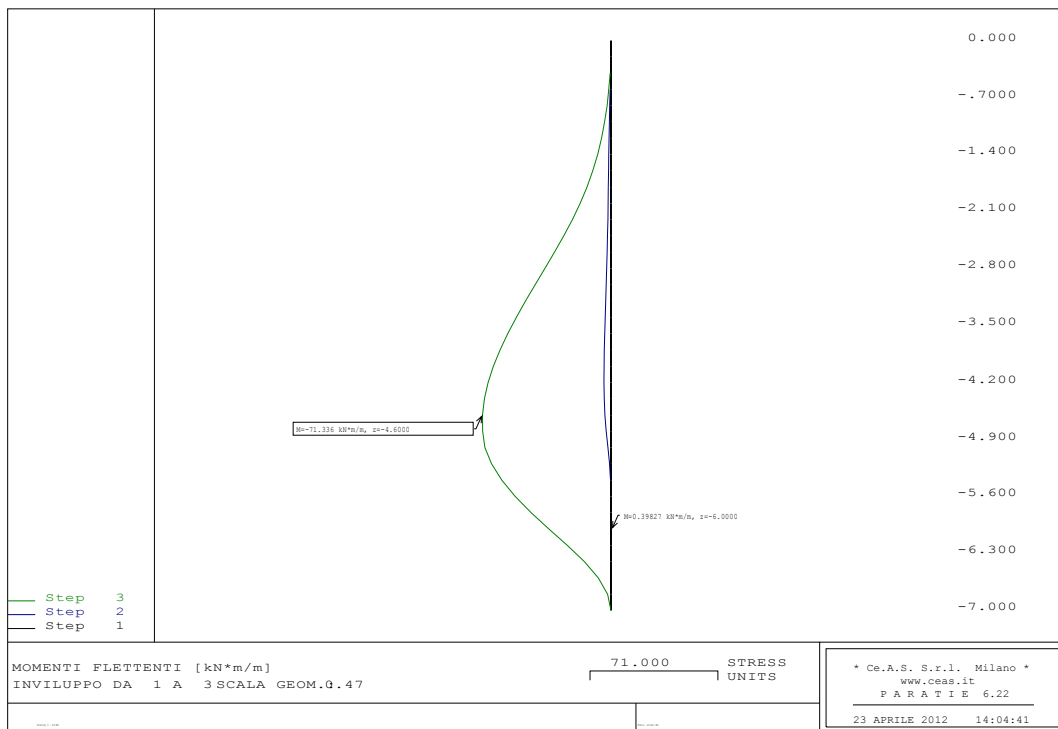
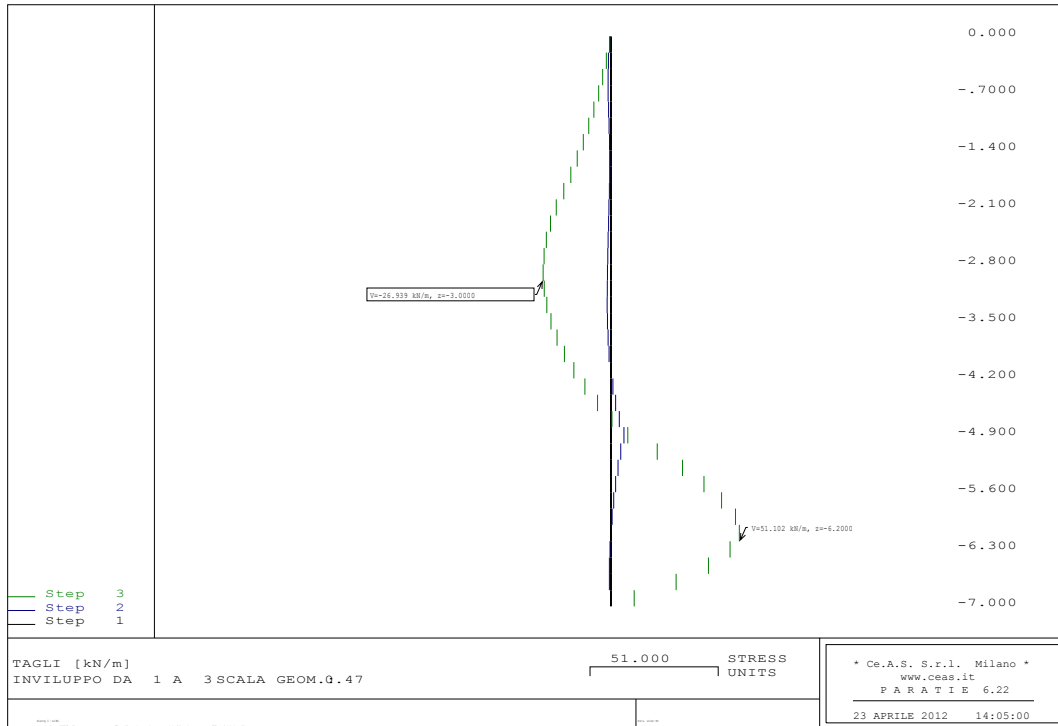


Figura 8-25: SLU A1 - Schema 4, Diagramma del taglio



8.12.2 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 8-26: Sezione tipo delle palancole

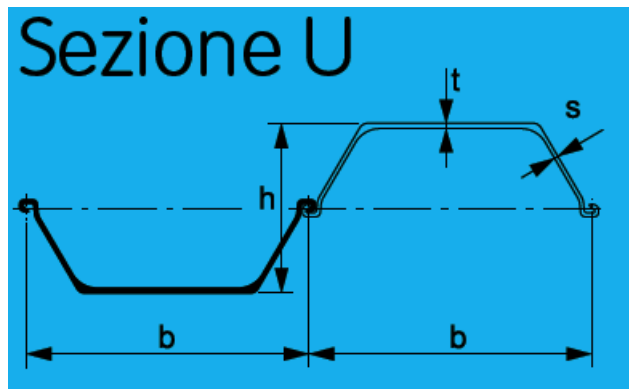


Figura 8-27: Caratteristiche del profilo minimo PU22

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

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

Il momento ultimo è così calcolato:

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

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

Dove:

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

I valori di calcolo allo SLU riportati precedentemente, e amplificati per il coefficiente 1.3) sono di seguito riassunti:

Tipo	Md (kNm / m)	Td (kN / m)
Schema 4	94	68

Le verifiche sono soddisfatte.

8.12.3 Verifica della resistenza del terreno a valle

Secondo quanto esposto nel paragrafo precedente, nella combinazione A2 - M2, risulta che la spinta passiva mobilitata a valle è pari al 40% di quella disponibile e pertanto la verifica è soddisfatta.

Si verifica inoltre che nella combinazione A1-M1 essa risulti inferiore al 60% di quella disponibile. Nel caso in oggetto essa è pari al 40% e quindi verificata.

8.12.4 Verifiche SLE

Come riportato al paragrafo 8.12.1 ed illustrato nel diagramma di spostamento (*Figura 8-23*), il valore massimo di spostamento ottenuto è compatibile con i requisiti prestazionali dell'opera e pertanto accettabile.

8.13 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEGLI SCAVI E OPERE PROVVISORIALI

Si riporta nel seguito la verifica di stabilità globale effettuata con il programma SLOPEW 2007.

Le verifiche risultano soddisfatta poiché, per le superfici di scorrimento critiche, si ottiene un fattore di sicurezza maggiore del valore limite richiesto da normativa pari a 1.1.

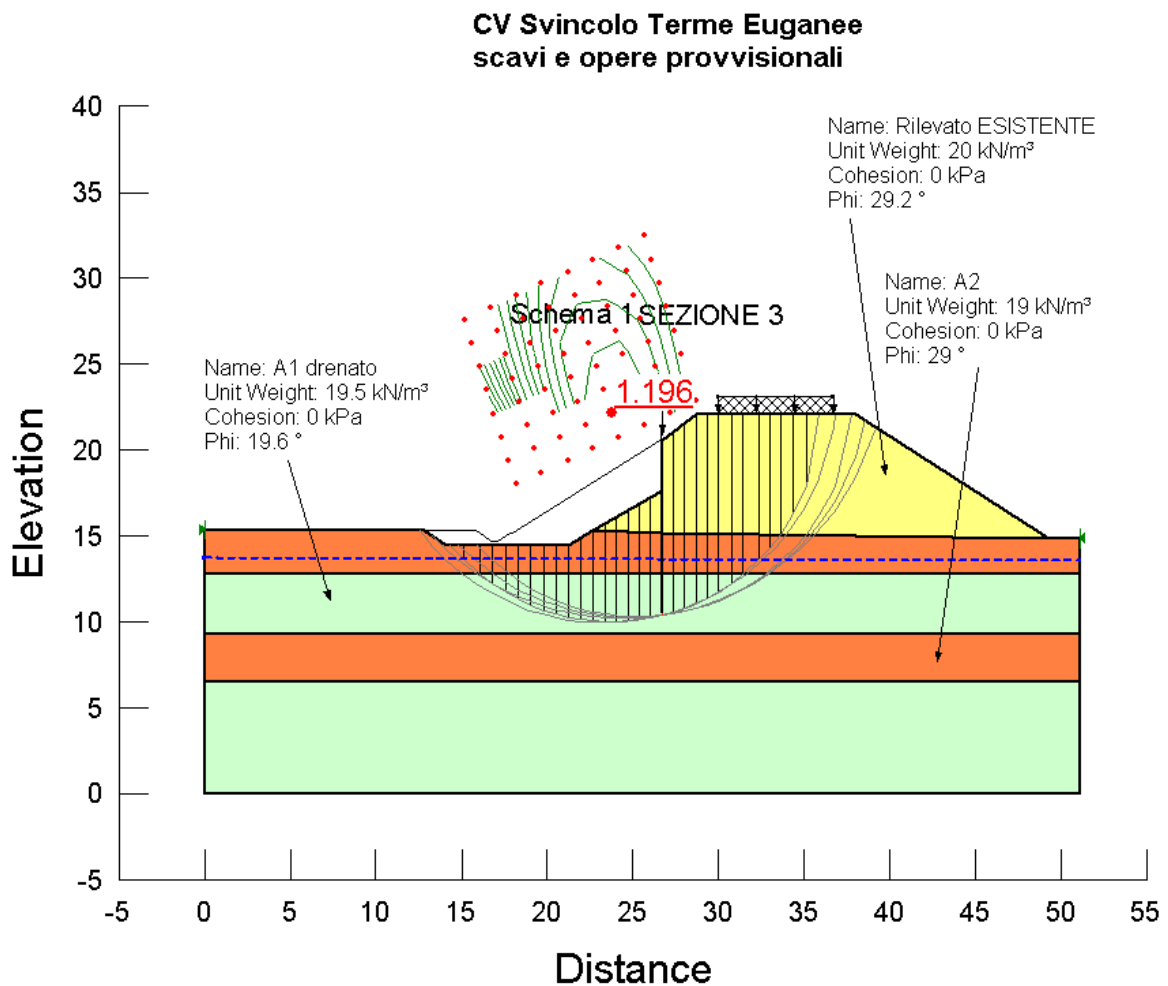
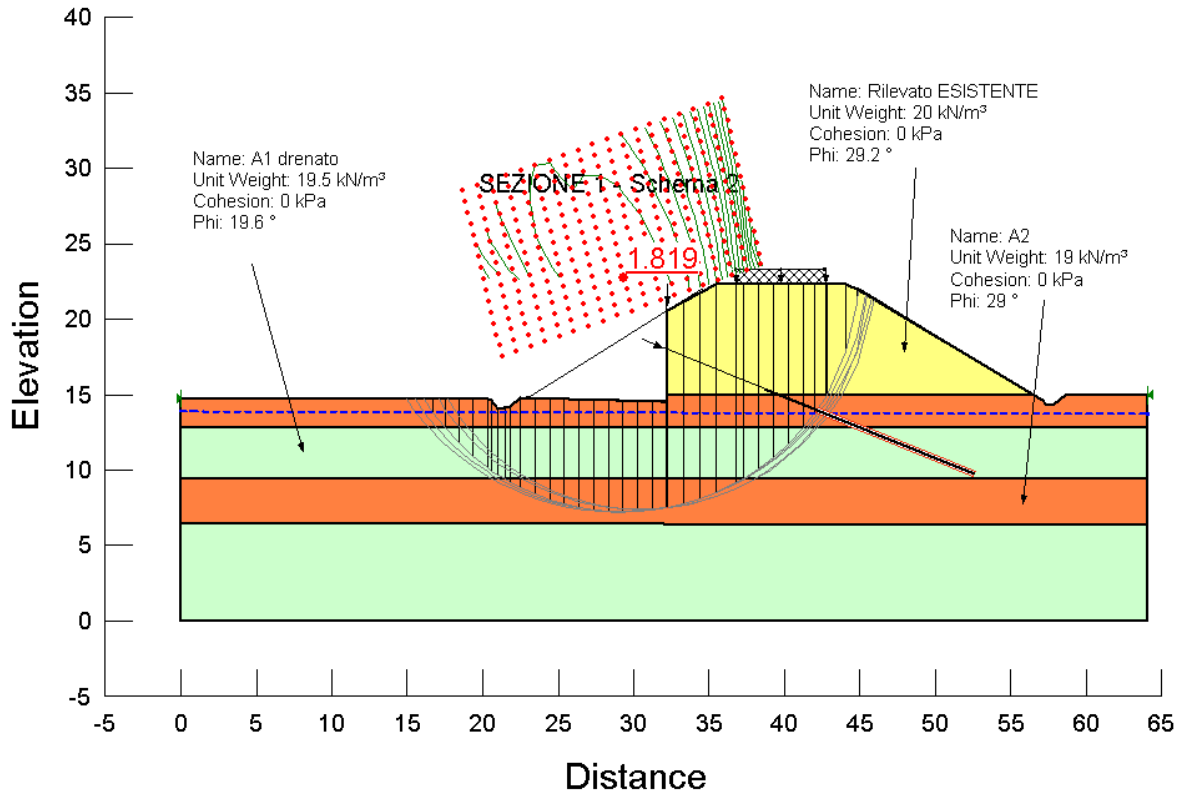


Figura 28: Verifica di stabilità globale palancola SCHEMA 1

**CV Svincolo Terme Euganee
scavi e opere provvisionali**



: Figura 29: Verifica di stabilità globale palancola SCHEMA 2

CV Svincolo Terme Euganee
scavi e opere provvisionali

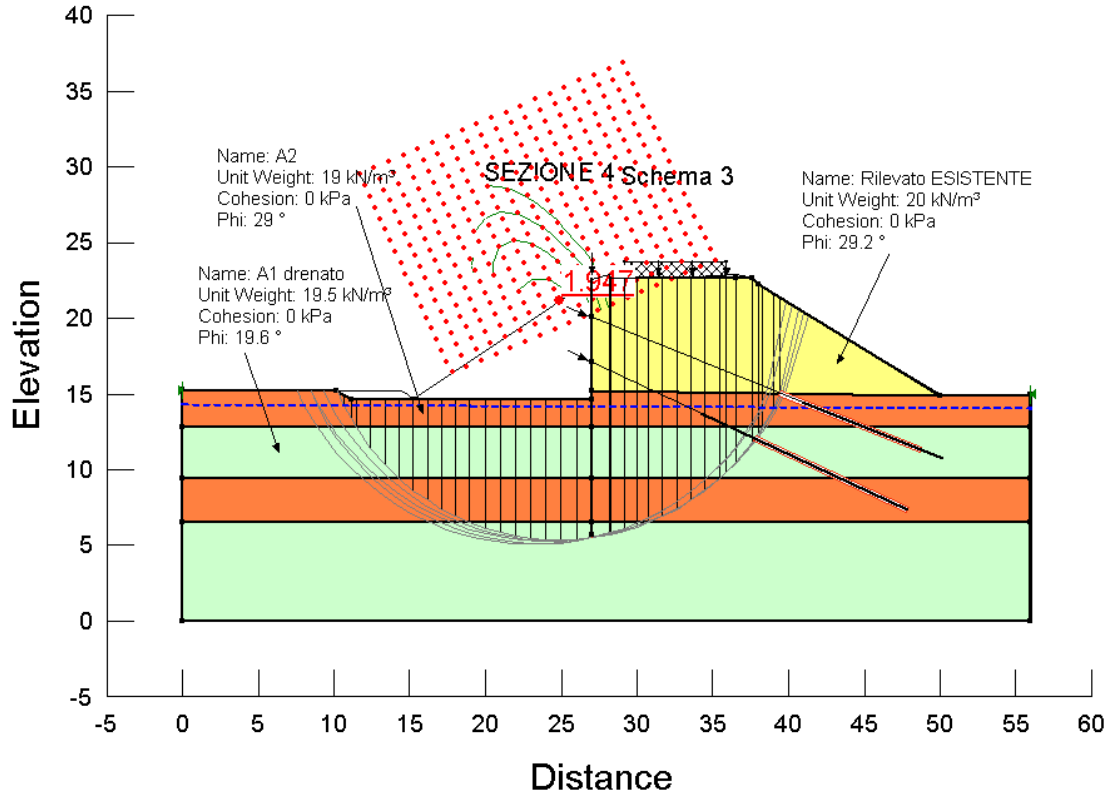


Figura 30: Verifica di stabilità globale palancola SCHEMA 3

**CV Svincolo Terme Euganee
scavi e opere provvisionali**

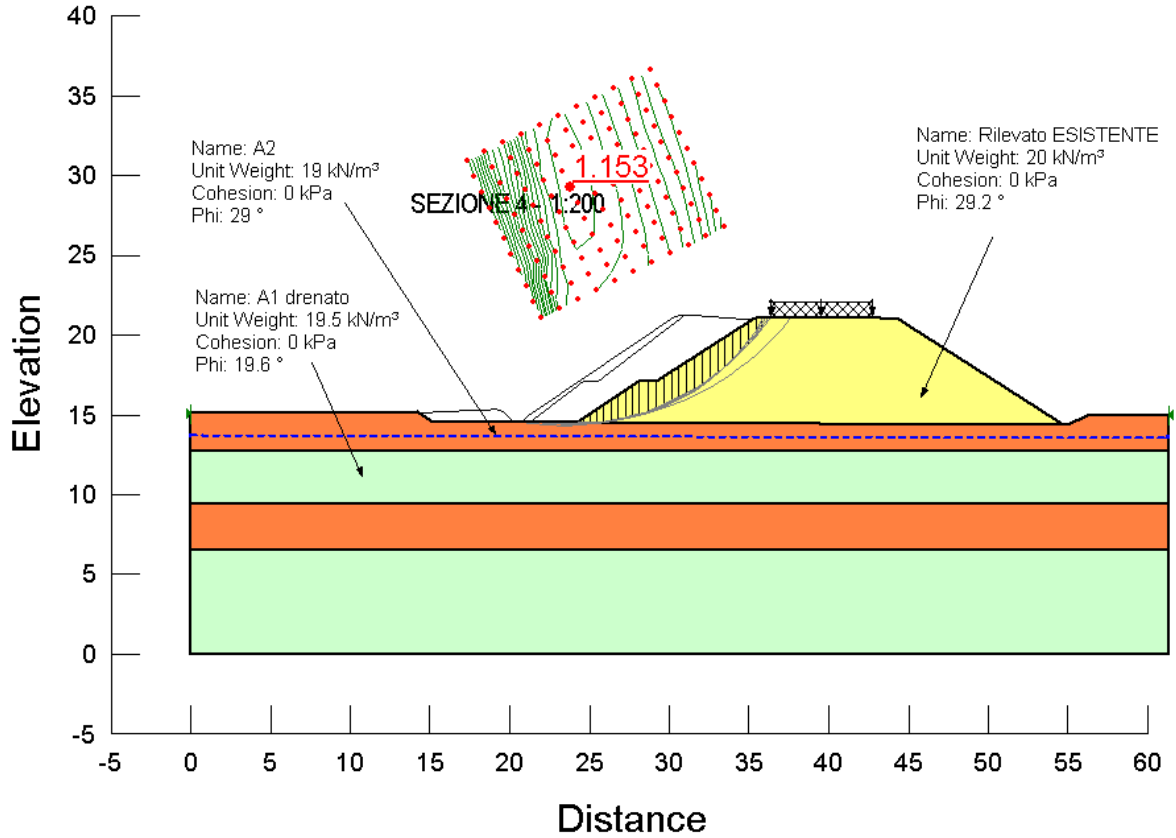


Figura 31: Verifica di stabilità globale - sezione di scavo