

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA

U.O. PRODUZIONE SUD E ISOLE

PROGETTO ESECUTIVO

RADDOPPIO DELLA TRATTA CATENANUOVA-RADDUSA AGIRA

Nuova viabilità al km 13+000

RELAZIONE DI CALCOLO PARATIA PROVVISORIALE

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

RS0S 00 E 78 CL IF0005 004 B

| Rev. | Descrizione       | Redatto    | Data    | Verificato | Data    | Approvato    | Data     | Autorizzato |
|------|-------------------|------------|---------|------------|---------|--------------|----------|-------------|
| A    | Tipo di Emissione | A.INGLETTI | 07.2015 | D.CAPUTO   | 07.2015 | P. Carlesimo | 07. 2015 |             |
| B    | Tipo di Emissione | A.INGLETTI | 09.2015 | D.CAPUTO   | 09.2015 | P. Carlesimo | 09. 2015 |             |
|      |                   |            |         |            |         |              |          |             |
|      |                   |            |         |            |         |              |          |             |





## INDICE

|       |  |           |
|-------|--|-----------|
| 1     | PREMESSA .....   | 3         |
| 2     | NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....                               | 4         |
| 3     | MATERIALI IMPIEGATI .....                                    | 5         |
| 3.1   | CALCESTRUZZO PER OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO PORTANTE ..... | 5         |
| 3.2   | CALCESTRUZZO RIEMPIMENTO MICROPALI .....                     | 6         |
| 3.3   | ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA .....                       | 6         |
| 3.4   | ACCIAIO PER MICROPALI .....                                  | 7         |
| 4     | DESCRIZIONE DELL'OPERA .....                                 | 8         |
| 5     | CRITERI DI ANALISI .....                                     | 9         |
| 5.1   | VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI .....                     | 9         |
| 5.2   | VERIFICHE AGLI STATE DI ESERCIZIO .....                      | 10        |
| 5.3   | VERIFICHE DELLE STRUTTURE DI SOSTEGNO .....                  | 11        |
| 5.3.1 | <i>5.3.1 Criteri di calcolo .....</i>                        | <i>11</i> |
| 6     | ANALISI OPERA DI SOSTEGNO .....                              | 13        |
| 6.1   | SOFTWARE DI CALCOLO .....                                    | 13        |
| 7     | ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO .....                        | 16        |
| 8     | SCHEMATIZZAZIONE DI CALCOLO .....                            | 17        |
| 8.1   | MODELLO DI CALCOLO .....                                     | 18        |
| 9     | VERIFICHE .....  | 19        |
| 9.1   | RISULTATI DELLE ANALISI .....                                | 19        |
| 9.2   | VERIFICHE STRUTTURALI .....                                  | 22        |
| 9.2.1 | <i>9.2.1 Verifica a flessione .....</i>                      | <i>22</i> |
| 9.2.2 | <i>9.2.2 Verifica a taglio .....</i>                         | <i>22</i> |
| 9.3   | VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE TERRENO-OPERA .....           | 24        |

## 1 PREMESSA

Nel presente documento si riporta il dimensionamento dell'opera di sostegno provvisoria prevista per la realizzazione del muro di sostegno "A", della spalla "A" e della spalla "B" del ponte sul Vallone Petroso, relativa al Progetto Esecutivo della Nuova Viabilità NI10 al km circa 13+000 della Linea Ferroviaria Messina – Catania – Palermo, nella tratta Catenanuova – Raddusa Agira.

Nella relazione seguente sono illustrate le assunzioni strutturali di progetto prese a base di calcolo, la normativa di riferimento, i materiali utilizzati, la caratterizzazione geotecnica prevista, i carichi di progetto e le relative condizioni e combinazioni, lo schema strutturale adottato e le verifiche effettuate per la paratia di micropali.

Le azioni applicate alla struttura seguono i criteri riportati nel D.M. 14/01/2008, "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".



## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in conformità alla seguente normativa:

- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008);
- Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- DM 6/5/2008 – Integrazione al D.M. 14-01-2008 di approvazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni;
- Specifica RFI del 21/12/11 per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie.

|  |  |                  |             |                    |                        |           |
|--|--|------------------|-------------|--------------------|------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>PROGETTO ESECUTIVO</b><br><b>TRATTA CATENANUOVA – RADDUSA AGIRA</b><br><b>NUOVA VIABILITA' AL KM 13+000</b> |                  |             |                    |                        |           |
|  | RELAZIONE DI CALCOLO PARATIA   | COMMESSA<br>RS0S | LOTTO<br>00 | CODIFICA<br>E78 CL | DOCUMENTO<br>IF0005004 | REV.<br>B |

### 3 MATERIALI IMPIEGATI

#### 3.1 Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo, questo viene identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici e cubici, espressa in MPa. Alla tabella 4.1.I delle NTC sono riportate le classi di resistenza. Per l'opera strutturale in esame, come detto, si utilizza calcestruzzo C25/30. Con riferimento alla normativa vigente si riportano le caratteristiche del materiale utilizzato.

[NTC – 4.1.2.1.1.1] La resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo  $f_{cd}$  è calcolata:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 14.2$$

dove:

- $\alpha_{cc}$  è il coefficiente che tiene conto degli effetti di lunga durata sulla resistenza a compressione, pari a 0.85;
- $\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1.5;
- $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

[NTC – 11.2.10.3] Per modulo elastico del calcestruzzo, in sede di progettazione, si può assumere:

$$E_{cm} = 22000 \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} = 30588.56 MPa$$

dove  $f_{cm}$  è il valore medio della resistenza cilindrica, calcolato come segue:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 MPa$$

[NTC – 4.1.2.1.1.2] La resistenza di calcolo a trazione  $f_{ctd}$  è definita come:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0.7 f_{ctm}}{\gamma_c} = 1.21$$

dove [NTC – 11.2.10.2]:

- $f_{ctk}$  è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo;
- $f_{ctm}$  è la resistenza media a trazione semplice (assiale) per classi inferiori o uguali a C50/60.

$$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 1.8 MPa$$

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3} = 2.6 MPa$$

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo  $f_{cd}$  ed alla deformazione ultima  $\epsilon_{cu}$ . Nella seguente figura sono riportati i diagrammi di calcolo  $\sigma$ - $\epsilon$ .

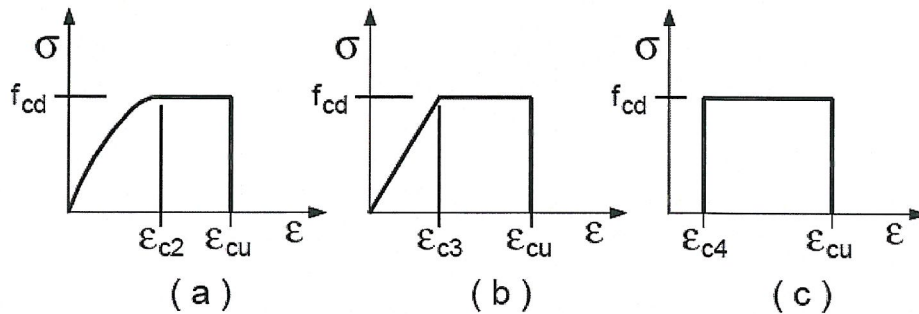


Figura 1 – Modelli rappresentativi del comportamento del calcestruzzo presenti in normativa: a) parabola-rettangolo; b) triangolo-rettangolo; c) rettangolo (stress-block)

Nelle verifiche allo stato limite di esercizio, la massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$  deve rispettare le seguenti limitazione [NTC – 4.1.2.2.5.1]:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 15 \text{ MPa} \text{ per combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 11.25 \text{ MPa} \text{ per combinazione caratteristica (rara);}$$

In funzione delle condizioni ambientali, la classe d'esposizione del calcestruzzo utilizzata è la XC2, in accordo con la tabella 4.1.III delle NTC.

### 3.2 Calcestruzzo riempimento micropali

|  |  |
|--|--|
| Calcestruzzo per i pali e per il solettone di testa: | C25/30   |
| resistenza cubica a compressione caratteristica:     | $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$                                    |
| resistenza cilindrica a compressione caratteristica: | $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$                                    |
| fattore di sicurezza cls:                            | $\gamma_c / \alpha_{cc} = 1.5 / 0.85 = 1.765$                |
| compressione di calcolo:                             | $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ MPa}$ |
| modulo elastico:                                     | $E = 31500 \text{ MPa}$                                      |

### 3.3 Acciaio da carpenteria metallica

Come prescritto dalle norme, per il calcestruzzo armato deve essere utilizzato acciaio B450C. La resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd}$  è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da [NTC – 4.1.6]:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$$

dove:

- $\gamma_s$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio, pari ad 1,15 per tutti i tipi di acciaio;
- $f_{yk}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio [NTC – 11.3.2].

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale. Di seguito sono rappresentati i modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per l'acciaio

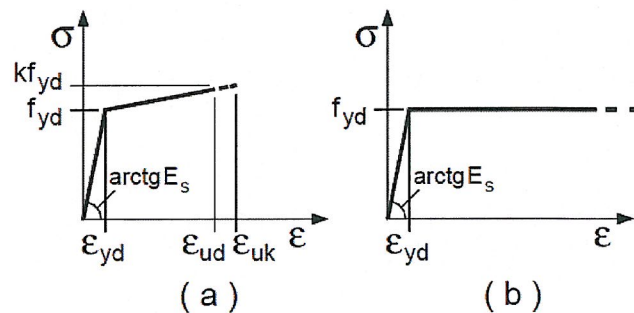


Figura 2 – Modelli rappresentativi del comportamento dell'acciaio proposti dalla norma

[NTC – 11.3.4.1] In sede di progettazione si può assumere convenzionalmente il valore nominale del modulo elastico, pari a:

$$E=210000 \text{ MPa}$$

Nelle verifiche allo stato limite di esercizio, la massima tensione di trazione dell'acciaio  $\sigma_s$  deve rispettare la seguente limitazione [NTC – 4.1.2.2.5.2]:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa} \text{ per combinazione caratteristica (rara).}$$

### 3.4 Acciaio per micropali

|   |  |
|---|--|
| Acciaio per micropali                   | S275JR UNI10025/05                             |
| tensione di snervamento caratteristica: | $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$                     |
| tensione di rottura caratteristica:     | $f_{tk} = 430 \text{ MPa}$                     |
| fattore di sicurezza acciaio:           | $\gamma_s = 1.15$                              |
| tensione di calcolo:                    | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 239 \text{ MPa}$ |
| modulo elastico:                        | $E=210000 \text{ MPa}$                         |

#### 4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto l'analisi e le verifiche strutturali della paratia di micropali necessaria per lo scavo e la successiva costruzione del muro tipo "A", della spalla "A" e della spalla "B" del ponte.

Per il calcolo si è considerata la sezione ritenuta più rappresentativa ossia la paratia con sbalzo di 2.85 m e un cordolo in testa di 0.4x0.40m.

Tale opera provvisoria è costituita da micropali di lunghezza 9m, disposti ad interasse 30cm.

La sezione del micropalo adottato è un tubolare di dimensioni 177.8 infisso nel getto di calcestruzzo, di spessore 12 mm avente un diametro di perforazione del micropalo di 25 cm.

Per ulteriori indicazioni si rimanda agli elaborati progettuali.

Si riporta di seguito l'immagine della sezione tipo per la paratia di micropali in esame.

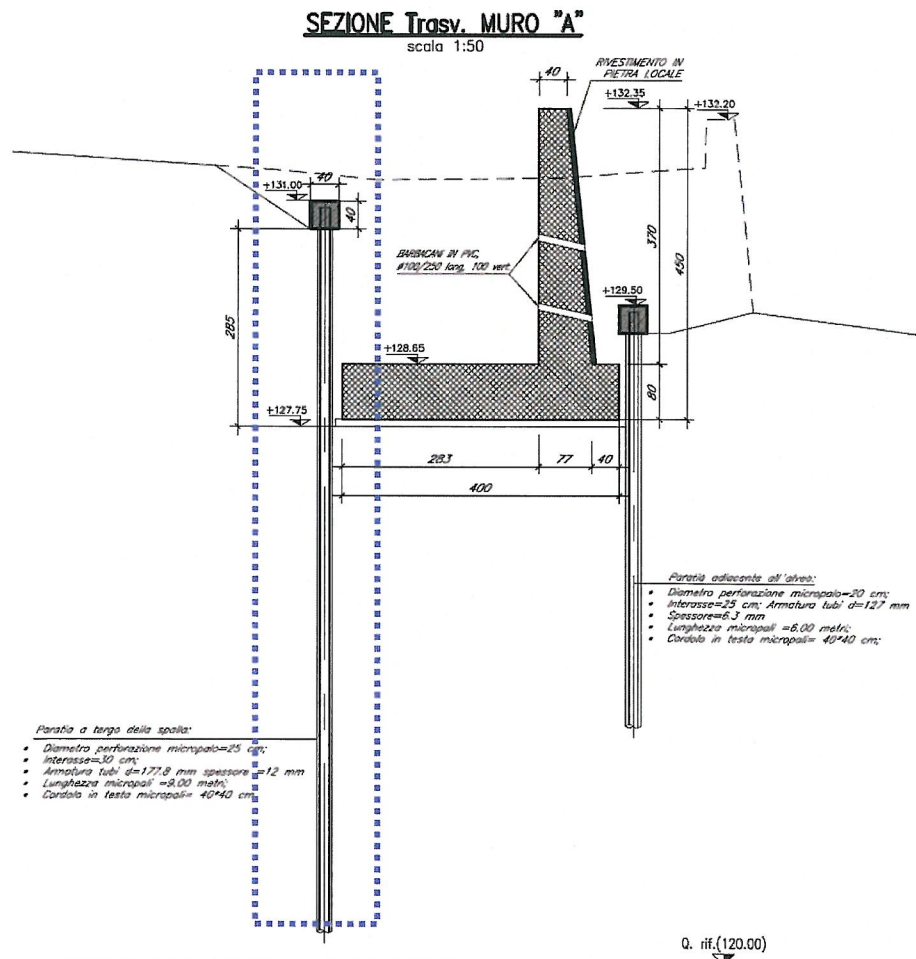


Fig. 1 – Sezione trasversale



|  |  |                  |             |                    |                        |           |
|--|--|------------------|-------------|--------------------|------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>PROGETTO ESECUTIVO</b><br><b>TRATTA CATENANUOVA – RADDUSA AGIRA</b><br><b>NUOVA VIABILITA' AL KM 13+000</b> |                  |             |                    |                        |           |
|  | RELAZIONE DI CALCOLO PARATIA   | COMMESSA<br>RS0S | LOTTO<br>00 | CODIFICA<br>E78 CL | DOCUMENTO<br>IF0005004 | REV.<br>B |

## 5 CRITERI DI ANALISI

### 5.1 Verifiche agli stati limite ultimi

#### Approcci di progetto

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che si individuano nelle diverse combinazioni di carico.

Le verifiche si basano sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considerano due famiglie di combinazioni (indicate come A1-M1 e A2-M2) generate con le seguenti modalità:

- Caso A1-M1: in questo tipo di combinazioni vengono incrementate le azioni permanenti e variabili con i coefficienti ( $\gamma_G$ ,  $\gamma_Q$ ) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere che interagiscono con il terreno.
- Caso A2-M2: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati i carichi variabili e vengono ridotte le caratteristiche di resistenza del terreno ( $\tan(\phi)$ ,  $c'$  o  $c_u$ ) secondo i coefficienti parziali ( $\gamma_{\tan(\phi)}$ ,  $\gamma_{c'}$ ,  $\gamma_{c_u}$ ) definiti da normativa. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per il dimensionamento geotecnico.

Agli SLU la verifica deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 ed M2). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD):
  - Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido)
  - Collasso per carico limite verticale
  - Sfilamento di uno o più ancoraggi
  - Instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate



- Instabilità del fondo scavo per sollevamento
- Sifonamento del fondo scavo
- Instabilità globale dell'insieme terreno – opera
- SLU di tipo strutturale:
  - Raggiungimento della resistenza di uno o più ancoraggi
  - Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto
  - Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia

La verifica della stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuato secondo l'approccio 1, combinazione 2: A2+M2+R2.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

Combinazione 1: A1+M1+R1

Combinazione 2: A2+M2+R1

Si riportano di seguito le tabelle valide in ambito geotecnico ed in particolare per le opere di sostegno dalle quali si ricavano i coefficienti parziali da utilizzare:

| CARICHI                                   | EFFETTO     | Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ ) | EQU | (A1) STR | (A2) GEO |
|---|-------------|--|-----|----------|----------|
| Permanenti                                | Favorevole  | $\gamma_{G1}$                                    | 0,9 | 1,0      | 1,0      |
|   | Sfavorevole |  | 1,1 | 1,3      | 1,0      |
| Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup> | Favorevole  | $\gamma_{G2}$                                    | 0,0 | 0,0      | 0,0      |
|   | Sfavorevole |  | 1,5 | 1,5      | 1,3      |
| Variabili                                 | Favorevole  | $\gamma_{G3}$                                    | 0,0 | 0,0      | 0,0      |
|   | Sfavorevole |  | 1,5 | 1,5      | 1,3      |

| PARAMETRO                                    | GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE | COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$ | (M1) | (M2) |
|--|---|----------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \varphi'_k$                                       | $\gamma_\varphi$                 | 1,0  | 1,25 |
| Coesione efficace                            | $c'_k$  | $\gamma_c$                       | 1,0  | 1,25 |
| Resistenza non drenata                       | $c_{uk}$  | $\gamma_{cu}$                    | 1,0  | 1,4  |
| Peso dell'unità di volume                    | $\gamma$  | $\gamma_f$                       | 1,0  | 1,0  |

## 5.2 Verifiche agli state di esercizio

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità e di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

|   |  |                    |                           |                               |                  |                           |
|---|--|--------------------|---------------------------|-------------------------------|------------------|---------------------------|
|  | <b>PROGETTO ESECUTIVO</b><br><b>TRATTA CATENANUOVA – RADDUSA AGIRA</b><br><b>NUOVA VIABILITA' AL KM 13+000</b> |                    |                           |                               |                  |                           |
| <b>RELAZIONE DI CALCOLO PARATIA</b>   | <b>COMMESSA</b><br>RS0S  | <b>LOTTO</b><br>00 | <b>CODIFICA</b><br>E78 CL | <b>DOCUMENTO</b><br>IF0005004 | <b>REV.</b><br>B | <b>FOGLIO</b><br>11 di 25 |

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

### 5.3 Verifiche delle strutture di sostegno

Nel presente paragrafo vengono descritte le analisi di dimensionamento e verifica svolte per valutare le condizioni di stabilità dell'opera e le condizioni di sforzo delle strutture.

Le analisi sono state effettuate mediante il codice di calcolo Paratie.

#### 5.3.1 Criteri di calcolo

Le analisi sono state effettuate secondo le NTC 08 tenendo conto di possibili SLU di tipo geotecnico e di tipo strutturale.

Nello specifico sono state effettuate le verifiche dei seguenti stati limite:

##### SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per raggiungimento della resistenza del terreno con rotazione attorno ad un punto della paratia stessa;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;

##### SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza strutturale della palanca.

Le verifiche per il dimensionamento strutturale sono state effettuate con la Combinazione 1 (A1+M1+R1) che prevede coefficienti unitari sui parametri del terreno e sulle resistenze globali del sistema, mentre vengono amplificate le azioni permanenti e variabili con i coefficienti del gruppo A1. Nel caso in esame i suddetti coefficienti del gruppo A1 sono stati applicati direttamente alle sollecitazioni, ossia agli effetti delle azioni.

Le verifiche relative al dimensionamento geotecnico, nei confronti del meccanismo di collasso determinato dal raggiungimento della resistenza del terreno sono state effettuate con la combinazione 2 dell'approccio 1 (A2+M2+R1) che prevede l'amplificazione delle azioni variabili ( $\gamma_q=1.3$ ) e la riduzione dei parametri di resistenza a taglio ( $\gamma_\phi=1.25$ ), mentre risultano unitari i coefficienti  $\gamma_r$  sulla resistenza globale del terreno.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera è stata effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I delle NTC 2008.

e analisi sono state condotte facendo riferimento ad un'unica sezione di calcolo caratterizzata dalla massima altezza di scavo.

Nella sezione la paratia è costituita da micropali lunghi 9m. La massima altezza di scavo è pari a 2.85m, fino al piano di posa della fondazione del muro "A".

Nella tabella sottostante sono descritte le principali caratteristiche geometriche della sezione analizzata.

***Caratteristiche geometriche***

|                                     |       |
|-------------------------------------|-------|
| Lunghezza Paratia (m)               | 9     |
| Altezza di scavo complessiva(m)     | 2.85  |
| Diametro perforazione micropali (m) | 0.25  |
| Interasse micropali (m)             | 0.30  |
| Diametro tubi (mm)                  | 177.8 |
| Spessore armatura (mm)              | 12    |

|  |  |                  |             |                    |                        |           |
|--|--|------------------|-------------|--------------------|------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>PROGETTO ESECUTIVO</b><br><b>TRATTA CATENANUOVA – RADDUSA AGIRA</b><br><b>NUOVA VIABILITA' AL KM 13+000</b> |                  |             |                    |                        |           |
|  | RELAZIONE DI CALCOLO PARATIA   | COMMESSA<br>RS0S | LOTTO<br>00 | CODIFICA<br>E78 CL | DOCUMENTO<br>IF0005004 | REV.<br>B |

## 6 ANALISI OPERA DI SOSTEGNO

### 6.1 Software di calcolo

Le analisi sono state effettuate in condizioni di deformazione piana utilizzando il codice di calcolo Paratie. Il modello di calcolo utilizzato per valutare lo stato di sforzo e di deformazione nel terreno e nelle strutture consente di simulare ogni fase di lavoro, tenendo conto, quindi, dell'evoluzione del regime tensionale e deformativo in ogni "passo" dell'analisi..

Il software schematizza il terreno come un letto di molle. La legge costitutiva utilizzata è relativamente complessa perché complesso è il comportamento meccanico del terreno.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno. I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ , il coefficiente di spinta attiva  $K_A$  e il coefficiente di spinta passiva  $K_P$ .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace  $\sigma'_h$  a quella verticale  $\sigma'_v$  attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 * \sigma'_v,$$

$K_0$  dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace  $\phi'$  e dalla sua storia geologica.

Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \sin \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ( $OCR=1$ ).  $OCR$  è il grado di sovraconsolidazione e  $m$  è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

Ladd et al. (1977), Jamiolkowski et al. (1979) forniscono valori di  $m$  per argille italiane.

Il coefficiente di spinta attiva e passiva sono dati secondo Rankine per una parete liscia, da

$$K_A = \tan^2(45 - \phi'/2)$$

$$K_P = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di  $K_A$  e  $K_P$  si può tener conto dell'angolo di attrito  $\delta$  tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da



NAVFAC (1986)) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948).

Il valore limite della tensione orizzontale sarà dato da

$$\sigma_h = K_A \sigma' v - 2c' K_A$$

$$\sigma_h = K_A \sigma' v - 2c' K_p$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente.  $c'$  è la coesione drenata del terreno.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidezza delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidezza di ciascuna di esse,  $k$ , è data da  $k = E / L$

ove  $E$  è un modulo di rigidezza del terreno mentre  $L$  è una grandezza geometrica caratteristica.

Poiché nel programma le molle sono posizionate a distanze finite  $\Delta$ , la rigidezza di ogni molla è  $K = E\Delta / L$ .

Il valore di  $\Delta$  è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti. Il valore di  $L$  è fissato automaticamente dal programma. Esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva.

Si è scelto, in zona attiva (uphill):

$$L_A = 2/3 l_A \tan(45^\circ - \varphi'/2)$$

e in zona passiva (downhill):

$$L_p = 2/3 l_p \tan(45^\circ - \varphi'/2)$$

Dove  $l_A$  e  $l_p$  sono rispettivamente:

$$l_A = \min(l, 2H)$$

$$l_p = \min(l - H, H)$$

dove  $l$  = altezza totale della paratia e  $H$  = altezza corrente dello scavo. La logica di questa scelta è illustrata nella pubblicazione di Becci e Nova (1987).

Si assume in ogni caso un valore di  $H$  non minore di 1/10 dell'altezza totale della parete.

Il parametro  $E$  dipende dalla storia tensionale del sito nonché dall'incremento locale dello stato tensionale come illustrato in Becci e Nova (1987).

Il modulo  $E$  può essere considerato dipendente dalla pressione media  $p = (\sigma' v + \sigma' h)/2$  secondo la legge:

$$E = R (p/p_a)^n$$

in cui  $p_a$  è la pressione atmosferica mentre  $R$  e  $n$  sono quantità determinabili sperimentalmente.

|   |  |                    |                           |                               |                  |                           |
|---|--|--------------------|---------------------------|-------------------------------|------------------|---------------------------|
|  | <b>PROGETTO ESECUTIVO</b><br><b>TRATTA CATENANUOVA – RADDUSA AGIRA</b><br><b>NUOVA VIABILITA' AL KM 13+000</b> |                    |                           |                               |                  |                           |
| <b>RELAZIONE DI CALCOLO PARATIA</b>   | <b>COMMESSA</b><br>RS0S  | <b>LOTTO</b><br>00 | <b>CODIFICA</b><br>E78 CL | <b>DOCUMENTO</b><br>IF0005004 | <b>REV.</b><br>B | <b>FOGLIO</b><br>15 di 25 |

È ovvio che ponendo  $n=0$  si può considerare il caso di modulo costante, mentre se  $n$  è posto pari a 1, si ha il caso, tipico delle argille normalconsolidate, in cui il modulo varia linearmente con la profondità.

Il valore  $R$  è diverso in condizioni di carico vergine o di scarico-ricarico. Valori indicativi di  $R$  e  $n$  sono dati da Janbu (1963). La variabilità di questi parametri è grandissima. Per una sabbia  $n$  può variare tra 0.2 e 1.0 e  $R$  tra 8 e 200 MPa.

Per un'argilla normalmente consolidata  $n=1$ . I valori di  $R$  per argille italiane possono essere dedotti da Jamiolkowski et al. (1979). Si noti inoltre che, poiché lo stato tensionale iniziale vergine non è isotropo, la rigidezza del terreno in condizioni di carico vergine è minore di quella che si può misurare in prove triassiali drenate isotropicamente consolidate.

Nel caso in cui  $n=0$ , il valore del modulo  $R$  in condizioni di carico vergine può essere considerato identico al valore del modulo elastico inteso tradizionalmente. Per una correlazione con i risultati delle più comuni prove in sito si veda ad esempio Bowles (1988).

Per terreni sabbiosi, una stima di del modulo elastico  $E$  può essere ottenuta attraverso una delle seguenti relazioni.  $E \approx 2 \div 3 N \text{ SPT (MPa)}$ , oppure

$$E \approx (0.80 \div 1) G_0,$$

in cui  $N_{\text{spt}}$  è il numero di colpi ricavato per mezzo della prova SPT e  $G_0$  è il modulo di taglio a piccolissime deformazioni. Il modulo di scarico-ricarico è da 3 a 10 volte maggiore nel caso di argille, mentre è in genere da 1.5 a 3 volte più grande nel caso di sabbie.

Si noti infine che il programma può essere utilizzato, rinunciando peraltro a buona parte delle sue possibilità, anche per esaminare paratie su letto di molle alla Winkler. I valori della costante di sottofondo da utilizzare sono ad esempio indicati nel testo di Cestelli-Guidi (1984), in quello di Scott (1981) oppure in Bowles (1988).



|  | <b>PROGETTO ESECUTIVO</b><br><b>TRATTA CATENANUOVA – RADDUSA AGIRA</b><br><b>NUOVA VIABILITA' AL KM 13+000</b>  |          |           |          |           |      |        |      |    |        |           |   |          |
|---|---|----------|-----------|----------|-----------|------|--------|------|----|--------|-----------|---|----------|
| RELAZIONE DI CALCOLO PARATIA  | <table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS0S</td> <td>00</td> <td>E78 CL</td> <td>IF0005004</td> <td>B</td> <td>16 di 25</td> </tr> </tbody> </table> | COMMESSA | LOTTO     | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO | RS0S | 00 | E78 CL | IF0005004 | B | 16 di 25 |
| COMMESSA  | LOTTO   | CODIFICA | DOCUMENTO | REV.     | FOGLIO    |      |        |      |    |        |           |   |          |
| RS0S  | 00  | E78 CL   | IF0005004 | B        | 16 di 25  |      |        |      |    |        |           |   |          |

## 7 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

I carichi e i sovraccarichi sono stati valutati tenendo conto di quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, (DM 14 Gennaio 2008).

### Peso proprio delle strutture

Il peso proprio delle strutture viene determinato automaticamente dal programma di calcolo.

### Spinta del terreno

Le sollecitazioni e le deformazioni che si generano nella struttura di sostegno degli scavi, sia nelle fasi di costruzione sia in esercizio, dipendono dalle caratteristiche di resistenza e deformabilità relativa tra la struttura ed il terreno, le une in rapporto alle altre.

Il codice di calcolo utilizzato (Paratie) consente di analizzare in dettaglio il complesso fenomeno dell'interazione terreno-struttura tenendo conto della sequenza temporale della costruzione e delle condizioni idrauliche nel terreno. Le spinte della terra sulle opere di sostegno vengono pertanto determinate in ciascuna fase della costruzione a partire dall'analisi di deformazione del sistema "terreno-struttura".

### Sovraccarico a tergo della struttura

A monte del rilevato stradale è stato considerato un sovraccarico di 20 kPa, che schematizza la presenza di sovraccarichi accidentali.

### Carichi sismici

Trattandosi di strutture con carattere provvisoria e durata inferiore a 2 anni, nelle analisi non sono state considerate le azioni sismiche.

|  |  |                  |             |                    |                        |           |
|--|--|------------------|-------------|--------------------|------------------------|-----------|
| <br><b>ITALFERR</b><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | <b>PROGETTO ESECUTIVO</b><br><b>TRATTA CATENANUOVA – RADDUSA AGIRA</b><br><b>NUOVA VIABILITA' AL KM 13+000</b> |                  |             |                    |                        |           |
|  | RELAZIONE DI CALCOLO PARATIA   | COMMESSA<br>RS0S | LOTTO<br>00 | CODIFICA<br>E78 CL | DOCUMENTO<br>IF0005004 | REV.<br>B |

## 8 SCHEMATIZZAZIONE DI CALCOLO

Le analisi sono state effettuate in condizioni di deformazione piana utilizzando il codice di calcolo Paratie. Il modello di calcolo utilizzato per valutare lo stato di sforzo e di deformazione nel terreno e nelle strutture consente di simulare ogni fase di lavoro, tenendo conto, quindi, dell'evoluzione del regime tensionale e deformativo in ogni "passo" dell'analisi.

Nella stratigrafia di progetto è stata considerata la presenza di 2 strati. La falda è stata considerata a 7.70m dal piano campagna.

| Unità | Profondità [m da pc] | Descrizione                 |
|-------|----------------------|-----------------------------|
| 1     | 0-16.5               | Unità bb - argilla limosa   |
| 2     | >16.5                | Unità AAC - argille marnose |

Per il terreno è stato adottato un modello elasto plastico, caratterizzato da un criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. Nella tabella seguente sono riportati i valori caratteristici dei parametri geotecnici assunti nei calcoli per i diversi orizzonti stratigrafici.

| TERRENI   | $\gamma'$            | $c'$  | $\phi'$ | cu      |
|-----------|----------------------|-------|---------|---------|
|           | [kN/m <sup>3</sup> ] | [kPa] | [°]     | [kPa]   |
| Unità bb  | 19.5                 | 5     | 25      | 80      |
| Unità AAC | 20.5                 | 10    | 25      | 300-350 |

Per ogni sezione analizzata sono state svolte due distinte analisi. La prima (A1-M1), volta al dimensionamento strutturale della paratia, è stata effettuata utilizzando nel modello i parametri caratteristici del terreno e i valori caratteristici delle azioni. I coefficienti amplificati del gruppo A1 previsti dalle NTC 08 sono stati applicati direttamente alle sollecitazioni ricavate dalle analisi.

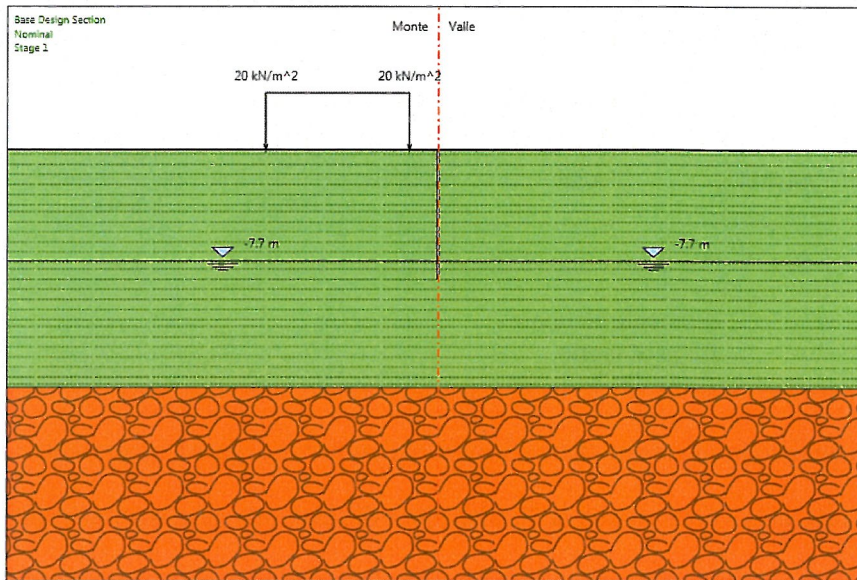
La seconda analisi (A2-M2), volta alla valutazione dell'instabilità dell'opera per il raggiungimento della resistenza del terreno, è stata effettuata prevedendo l'amplificazione delle azioni variabili ( $\gamma_q=1.3$ ) e la riduzione dei parametri di resistenza a taglio del terreno ( $\gamma_\phi=1.25$ ).

### 8.1 Modello di calcolo

Il modello di calcolo delle paratie è stato costruito in modo da considerare due fasi congruenti con le diverse fasi di cantiere:

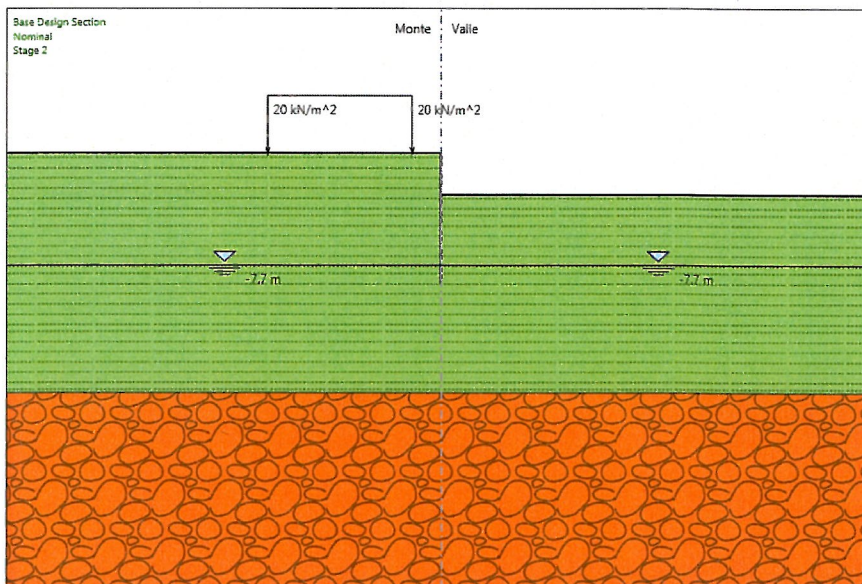
**Fase 1:** inizializzazione geostatica, esecuzione della paratia di micropali, esecuzione del cordolo di coronamento.

In questa fase viene considerato agente il carico accidentale di 20 kPa.



*Fig. 2 – Schema fase 1*

**Fase 2** scavo lato di valle della paratia di 2.85m. Il carico accidentale di 20 kPa viene considerato agente.



*Fig. 3 – Schema fase 2*



## 9 VERIFICHE

### 9.1 RISULTATI DELLE ANALISI

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati delle analisi di dimensionamento in termini di valori massimi delle sollecitazioni agenti nella paratia di micropali.

#### Sollecitazioni nei micropali – A1+M1

| A1-M1  | FASE                  | COND.    | Mmax   | Tmax  |
|--------|-----------------------|----------|--------|-------|
|        |                       |          | kNm/m  | kN/m  |
| Sez. 1 | 2 – Scavo fino -2.85m | Statiche | 103.84 | 50.47 |

M: momento flettente

T: forza di taglio

Per illustrare più in dettaglio la situazione statica, vengono riportate le seguenti rappresentazioni grafiche:

- spostamenti orizzontali nella paratia per la situazione di scavo alla massima profondità;
- diagrammi con involuppo delle sollecitazioni a metro lineare che agiscono sulle paratia.

Lo stato di sollecitazione nella paratia è compatibile con le caratteristiche delle strutture previste in progetto. Le analisi svolte per la verifica della stabilità dell'opera nei confronti del collasso per il raggiungimento della resistenza del terreno (A2-M2), mostrano la convergenza delle analisi numeriche, che garantisce le condizioni di equilibrio della paratia.

Lo stato di deformazione nella paratia e nei fabbricati adiacenti viene analizzato nei successivi paragrafi.

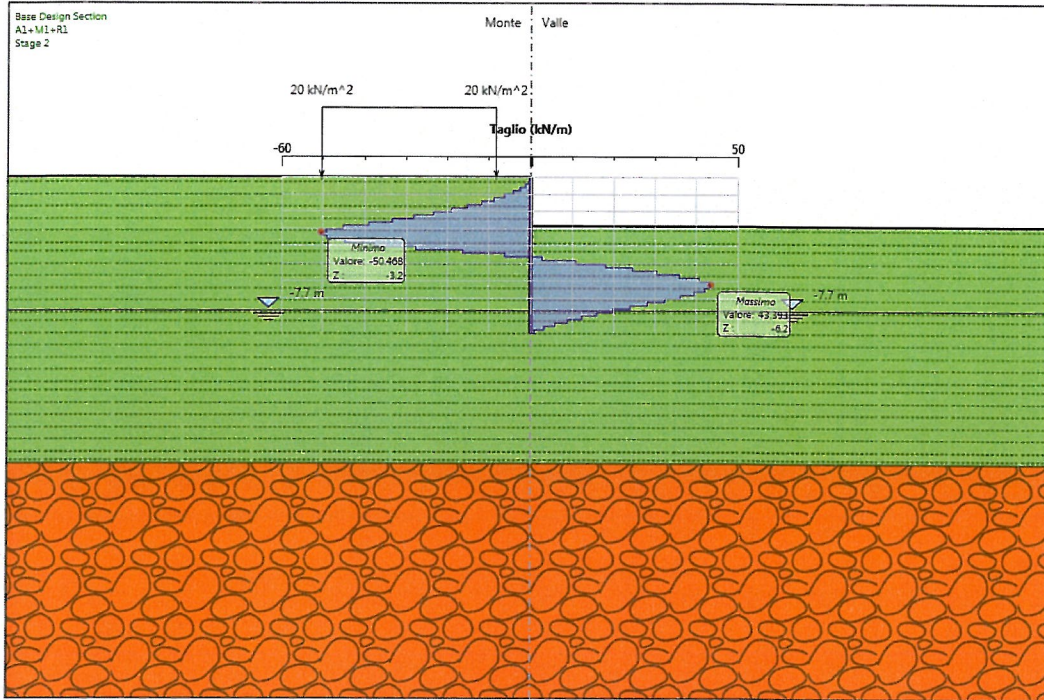


Fig. 4 – Sollecitazione di taglio Fase 2

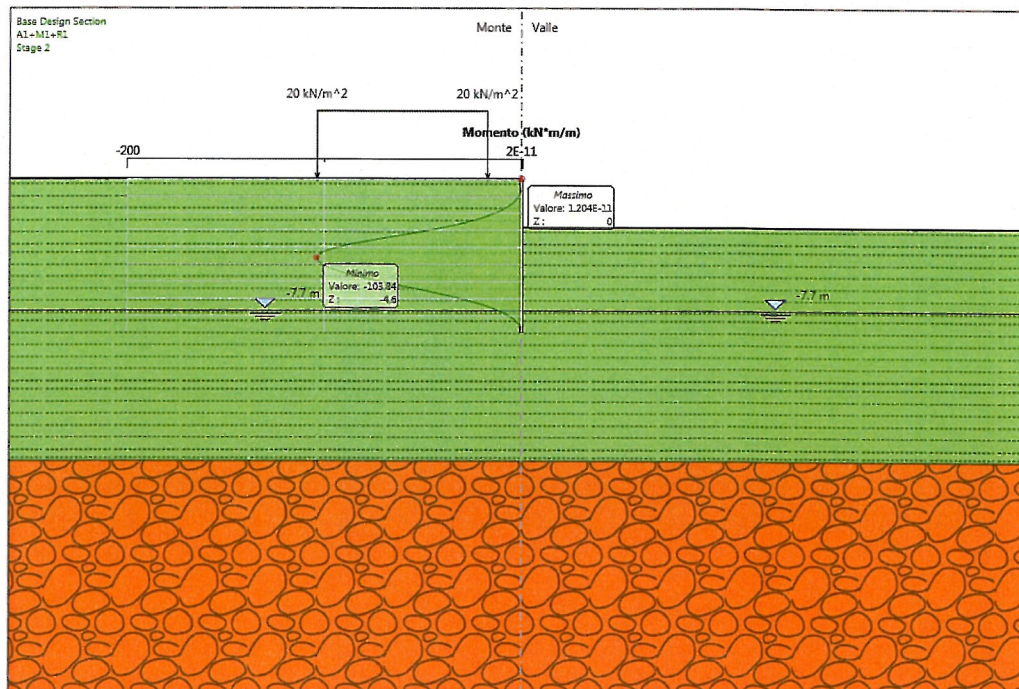


Fig. 5 – Sollecitazione di momento flettente Fase 2



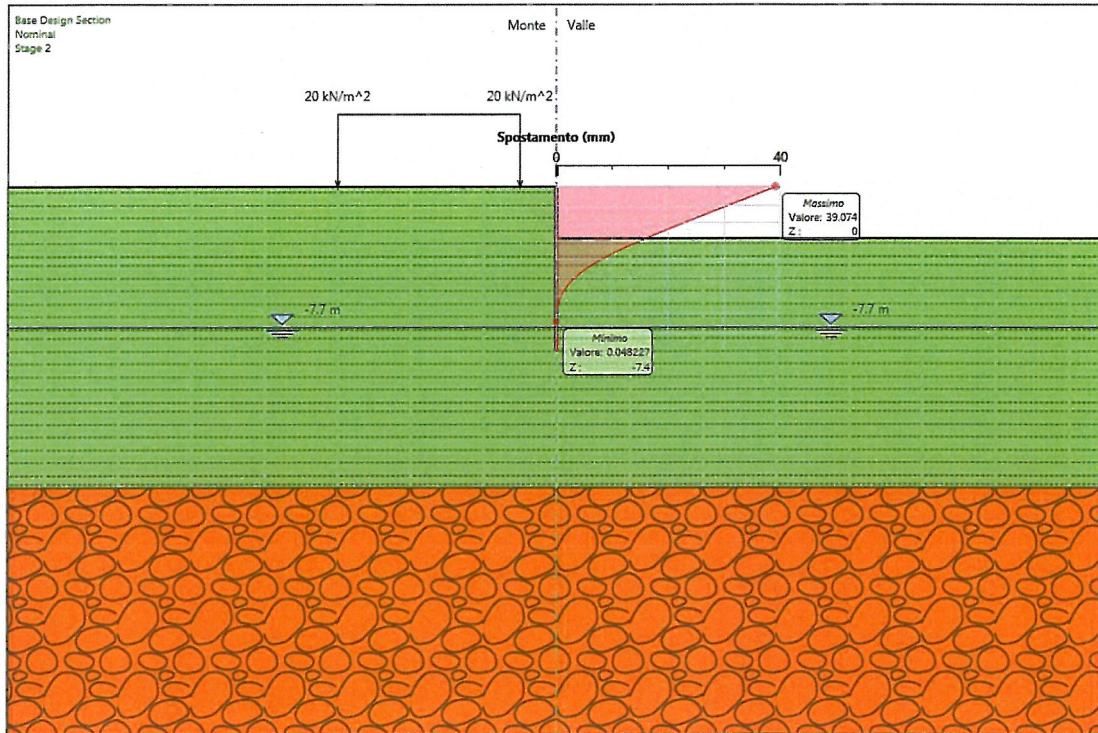


Fig. 6 – Spostamento massimo in testa Fase 2

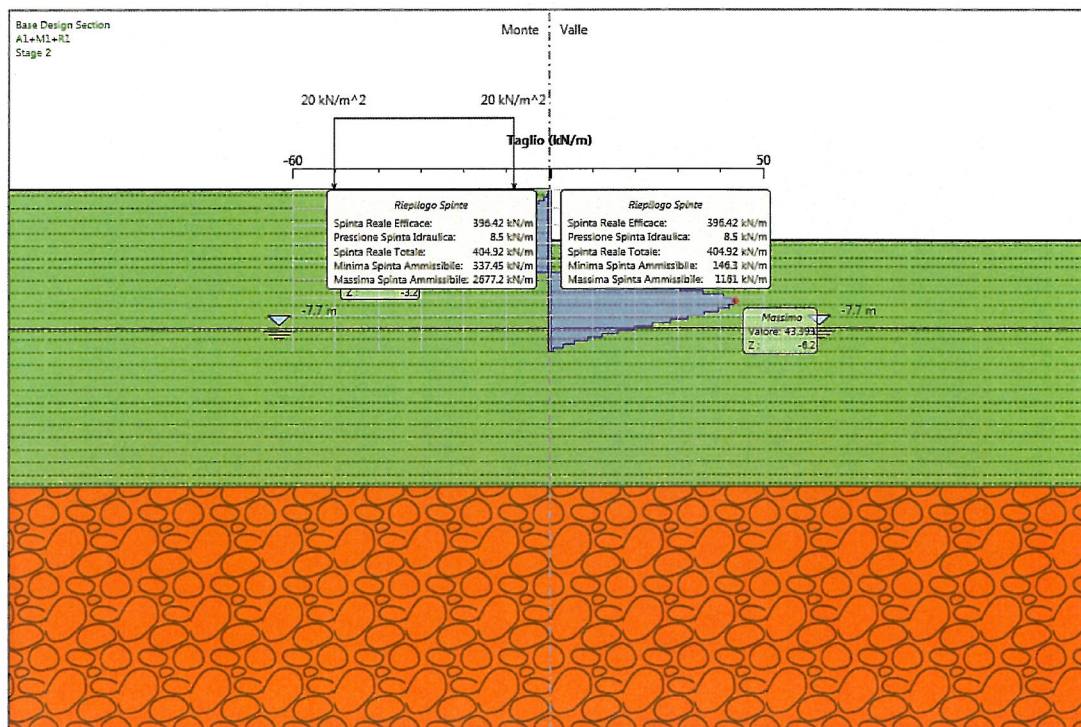


Fig. 7 – Riepilogo spinte Fase 2



## 9.2 VERIFICHE STRUTTURALI

### 9.2.1 Verifica a flessione

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice.

Il momento flettente di calcolo  $M_{ED}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{ED}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Il momento flettente di calcolo è:

$$M_{ED}=31.5 \text{ kNm}$$

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta come:

$$M_{c,Rd}=M_{pl,Rd}=\frac{W_{pl}f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 86428571.4\text{Nmm}$$

$$\text{con } W_{pl}=330\text{cm}^3$$

$$\gamma_{M0}=1,05$$

Per cui la sezione risulta verificata.

### 9.2.2 Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio.

Il valore di calcolo dell'azione tagliante  $M_{ED}$  deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{ED}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

Il taglio di calcolo è:

$$V_{ED}=15.3 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo, in assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd}=\frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = 613303.9 \text{ N}$$

$$\text{con } \gamma_{M0}=1,05$$

RELAZIONE DI CALCOLO PARATIA

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO   |
|----------|-------|----------|-----------|------|----------|
| RS0S     | 00    | E78 CL   | IF0005004 | B    | 23 di 25 |

dove A è l'area lorda della sezione del profilato e

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

Pertanto si ha:

$$A = 6250 \text{mm}^2$$

$$A_v = 3980.9 \text{mm}^2$$

Per cui la sezione risulta verificata.

### 9.3 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE TERRENO-OPERA

Le condizioni di stabilità globale dell'insieme opera-terreno sono state valutate utilizzando un modello basato sulla teoria dell'equilibrio limite. Il programma di calcolo utilizzato è SLOPE/W della GEOSLOPE International Ltd.

Per i terreni che costituiscono il versante è stato assunto un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb, per le analisi in termini di sforzi efficaci, ed il criterio di Tresca per le analisi in termini di sforzi totali. Tale approccio consente di definire un semplice fattore di sicurezza, convenzionalmente valutato come rapporto tra le forze di taglio potenzialmente mobilitabili lungo la superficie di rottura analizzata e le forze di taglio effettivamente mobilitate sotto l'azione delle forze agenti (pesi propri, carichi esterni, ecc.).

Il codice di calcolo consente di tener conto di eventuali elementi di rinforzo presenti nel terreno. Tali elementi vengono schematizzati come delle linee di carico, inserite poi nella formulazione delle equazioni dell'equilibrio.

Nelle analisi il rinforzo può essere visto come riduzione delle forze destabilizzanti o, alternativamente, come incremento della resistenza tangenziale lungo la superficie di scorrimento.

In SLOPE/W le equazioni di equilibrio sono basate sul taglio mobilitato alla base di ogni striscia, calcolato come la resistenza tangenziale divisa per il fattore di sicurezza:

$$S_m = \frac{S_{soil}}{FS}$$

Se il rinforzo viene considerato come incremento della resistenza tangenziale, il taglio mobilitato è dato da:

$$S_m = \frac{S_{soil}}{FS} + \frac{S_{reinf}}{FS}$$

In questo modo si ipotizza che la resistenza tangenziale e la resistenza dovuta al rinforzo si mobilitano contemporaneamente e, sia il taglio mobilitato che la resistenza tangenziale dovuta al rinforzo vengono entrambe divise per il coefficiente di sicurezza globale.

Se il rinforzo viene invece considerato come riduzione delle forze destabilizzanti, si assume che le forze dovute al rinforzo vengono mobilitate immediatamente; con questa ipotesi la resistenza dovuta al rinforzo non viene divisa per il coefficiente di sicurezza globale.

La prima ipotesi viene utilizzata per schematizzare rinforzi duttili (geogriglie), mentre la seconda è appropriata per schematizzare tiranti, chiodi e pali.

Nel caso in esame il contributo resistente fornito dai pali è stato assunto pari al valore del taglio resistente del micropalo.

Le verifiche di stabilità globale sono state effettuate solo in condizione statiche in quanto l'opera ha carattere provvisorio con durata prevista in progetto inferiore a 2 anni.

Le verifiche sono state condotte assumendo la stessa stratigrafia di calcolo ed i stessi parametri geotecnici utilizzati nelle analisi

di dimensionamento delle paratie.

La verifica della stabilità globale del sistema muro-pendio è stata effettuata secondo la combinazione 2 del primo approccio (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, il coefficiente  $\gamma_R$  sulla resistenza globale (R2) è pari a 1.1 e le azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2.

La verifica di stabilità globale è stata effettuata nella condizione con massima altezza di scavo. Il risultato del calcolo, riportato nella figura sottostante, fornisce un coefficiente di sicurezza minimo pari a 3.0 e dunque la verifica risulta soddisfatta.

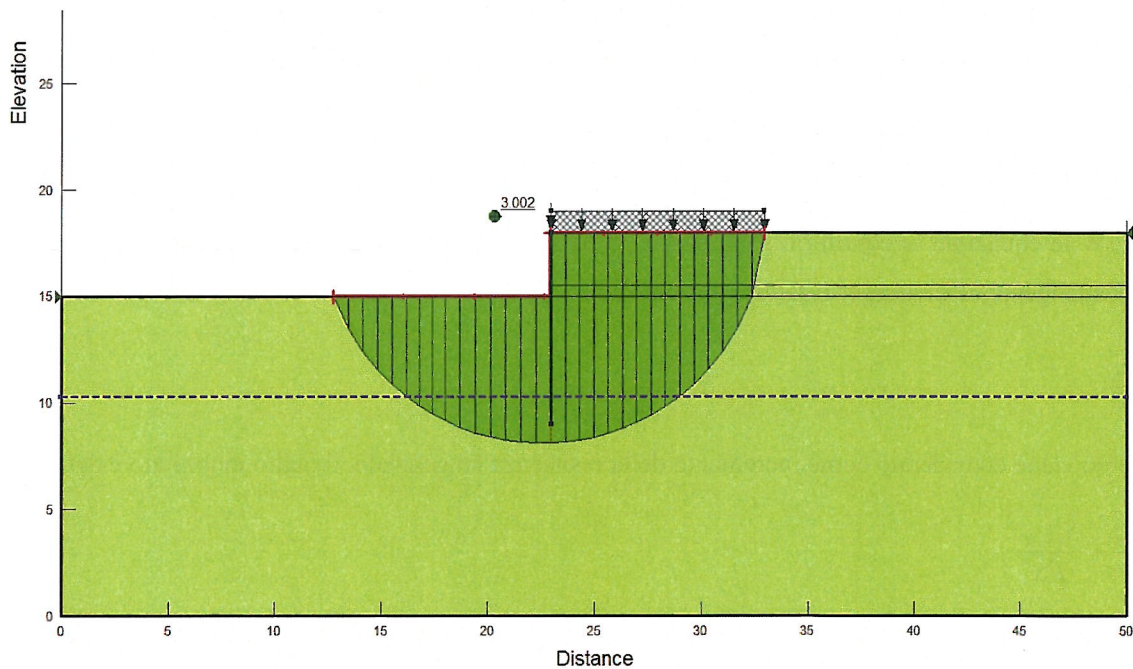


Fig. 8 – Stabilità globale  $F_s=3.002$