

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto funzionale Brescia-Verona**

PROGETTO ESECUTIVO

GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17)

Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24

Relazione di calcolo opere provvisionali

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|
| GENERAL CONTRACTOR | DIRETTORE LAVORI |
| Consorzio Cepav due Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. T. Taranta) | Valido per costruzione |
| Data: _____ | Data: _____ |

| COMMESSA | LOTTO | FASE | ENTE | TIPO DOC | OPERA/DISCIPLINA | PROGR | REV |
|----------|-------|------|------|----------|------------------|-------|-----|
| I N O R | 1 1 | E | E 2 | C L | G A 1 7 0 1 | 0 0 1 | A |

| PROGETTAZIONE | | | | | | IL PROGETTISTA | |
|---------------|-------------|---------|----------|------------|----------|----------------|----------|
| Rev. | Descrizione | Redatto | Data | Verificato | Data | Redatto | Data |
| A | Emissione | REGE | 30/07/18 | MERLINI | 30/07/18 | | 30/07/18 |
| B | | | | | | | |
| C | | | | | | | |

CIG. 751447334A

File: ANOR11EE2CLGA1701001A_10.doc



Progetto cofinanziato
dalla Unione Europea

CUP: F81H9100000008

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
IN0R

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 170 1 001

Rev.
A

Foglio
2 di 84

INDICE

| | | |
|--------|---------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 1. | INTRODUZIONE | 4 |
| 1.1. | OGGETTO E SCOPO | 4 |
| 1.2. | BREVE DESCRIZIONE DEL PROGETTO..... | 4 |
| 2. | DOCUMENTI DI RIFERIMENTO..... | 5 |
| 2.1. | ELABORATI DI PROGETTO ESECUTIVO..... | 5 |
| 2.2. | NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI..... | 8 |
| 2.3. | BIBLIOGRAFIA | 8 |
| 2.4. | SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO..... | 9 |
| 3. | DESCRIZIONE DELLE OPERE E FASI ESECUTIVE..... | 10 |
| 4. | INQUADRAMENTO GEOLOGICO | 15 |
| 5. | MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO..... | 17 |
| 5.1.1. | <i>Definizione della stratigrafia di riferimento.....</i> | <i>17</i> |
| 5.1.2. | <i>Andamento della falda.....</i> | <i>18</i> |
| 5.1.3. | <i>Valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici</i> | <i>18</i> |
| 6. | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI..... | 20 |
| 7. | SOFTWARE DI CALCOLO | 21 |
| 8. | STATI LIMITE | 25 |
| 8.1. | AZIONI | 25 |
| 8.2. | DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI SOSTEGNO..... | 25 |
| 8.3. | VERIFICA DEGLI SCAVI A CIELO APERTO | 27 |
| 9. | OPERE DI SOSTEGNO..... | 28 |
| 9.1. | PARATIA PER SALVAGUARDIA EDIFICIO Pk 142+200..... | 30 |
| 9.1.1. | <i>Verifiche strutturali dei pali</i> | <i>34</i> |
| 9.1.2. | <i>Verifiche strutturali sui tiranti.....</i> | <i>35</i> |
| 9.1.3. | <i>Verifiche geotecniche sui tiranti.....</i> | <i>36</i> |
| 9.1.4. | <i>Verifiche strutturali sulla trave di ripartizione dei tiranti.....</i> | <i>39</i> |
| 9.1.5. | <i>Verifiche geotecniche.....</i> | <i>41</i> |

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 170 1 001Rev.
AFoglio
3 di 84

| | | |
|--------|---------------------------------------------------------------------------------|----|
| 9.1.6. | <i>Deformazioni</i> | 42 |
| 9.2. | DOPPIA PARATIA CONTRASTATA PK 142+946.20÷PK 143+104.23 - H = 20.5 M | 44 |
| 9.2.1. | <i>Verifiche strutturali dei pali</i> | 49 |
| 9.2.2. | <i>Verifiche strutturali dei puntoni</i> | 51 |
| 9.2.3. | <i>Verifiche strutturali sulle travi di ripartizione dei puntoni</i> | 53 |
| 9.2.4. | <i>Verifiche geotecniche</i> | 55 |
| 9.2.5. | <i>Deformazioni</i> | 55 |
| 9.3. | DOPPIA PARATIA CONTRASTATA PK 142+946.20÷PK 143+104.23 - H = 21.5 M | 58 |
| 9.3.1. | <i>Verifiche strutturali dei pali</i> | 63 |
| 9.3.2. | <i>Verifiche strutturali dei puntoni</i> | 65 |
| 9.3.3. | <i>Verifiche strutturali sulle travi di ripartizione dei puntoni</i> | 67 |
| 9.3.4. | <i>Verifiche geotecniche</i> | 69 |
| 9.3.5. | <i>Deformazioni</i> | 69 |
| 9.4. | DOPPIA PARATIA CONTRASTATA PK 142+946.20÷PK 143+104.23 - RISVOLTI LATERALI..... | 72 |
| 9.4.1. | <i>Verifiche strutturali dei pali</i> | 75 |
| 9.4.2. | <i>Verifiche strutturali sui tiranti</i> | 76 |
| 9.4.3. | <i>Verifiche geotecniche sui tiranti</i> | 78 |
| 9.4.4. | <i>Verifiche strutturali sulla trave di ripartizione dei tiranti</i> | 80 |
| 9.4.5. | <i>Verifiche geotecniche</i> | 82 |
| 10. | VERIFICHE DI STABILITÀ DEGLI SCAVI A CIELO APERTO | 83 |

1. INTRODUZIONE

1.1. Oggetto e scopo

Nella presente relazione si riportano le analisi e le verifiche delle opere di sostegno provvisorie che si rendono necessarie per la realizzazione della galleria artificiale San Giorgio in Salici Est (GA17) prevista nell'ambito del progetto della linea A.V. – A.C. Torino – Venezia lungo la tratta Milano – Verona.

Per la realizzazione della galleria artificiale si rende necessaria l'esecuzione sia di scavi non sostenuti che sostenuti da paratie di pali di grosso diametro.

1.2. Breve descrizione del progetto

La galleria San Giorgio in Salici è suddivisa in tre opere distinte (WBS):

- SAN GIORGIO IN SALICI OVEST, corrispondente ad una galleria artificiale monocanna, a doppio binario, con sezione policentrica (GA16);
- SAN GIORGIO IN SALICI, corrispondente ad una galleria naturale monocanna, a doppio binario (GN04);
- SAN GIORGIO IN SALICI EST, corrispondente ad una galleria artificiale monocanna, a doppio binario a sezione policentrica (GA17);

Le quali sono ubicate poco a sud dell'omonimo abitato, posto nel Comune di Sona, in provincia di Verona tra le località di Castelnuovo del Garda e Sommacampagna; il tracciato ferroviario interferisce nel suo primo tratto (nel verso delle progressive crescenti) con l'Autostrada A4 Milano – Venezia, per poi svilupparsi leggermente a Nord della stessa.

In particolare la galleria artificiale San Giorgio in Salici Est (GA17) costituisce il tratto di approccio, sul lato est, alla omonima galleria naturale, e si sviluppa a nord dell'autostrada A4 tra le progressive 141+930.24 e 143+575.24 per una lunghezza complessiva di 1645 m.

Planimetricamente, a partire dalla progressiva iniziale verso il lato Milano, il tracciato è in una curva di raggio 5450 m che proseguendo si raccorda ad un rettilineo di 128 m con una curva a raggio variabile. Il rettilineo è sua volta raccordato tramite un'altra clotoide ad una successiva curva sempre con raggio di 5450 m. La pendenza longitudinale è in salita verso Verona con una pendenza di circa il 4.5 per mille. La quota di chiave della calotta è posta ad una profondità variabile tra 1.0 m e 6.0 m dal p.c. nella configurazione di ritombamento finale.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nella stesura della relazione si è fatto riferimento a quanto di seguito elencato.

2.1. Elaborati di Progetto Esecutivo

Nel seguito si riporta l'elenco elaborati della WBS GA17 e GA55, di cui la presente relazione costituisce parte integrante.

| CODICE | | | | | | | | | | DESCRIZIONE | |
|--------|----|---|----|---|---|----|----|---|---|-------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| INOR | 11 | E | E2 | F | 6 | GA | 17 | 0 | 0 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Profilo geologico e geotecnico |
| INOR | 11 | E | E2 | R | 0 | GA | 17 | 0 | 0 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Relazione generale |
| INOR | 11 | E | E2 | R | 0 | GA | 17 | 0 | 0 | 003 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Relazione sul monitoraggio |
| INOR | 11 | E | E2 | C | L | GA | 17 | 0 | 1 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Relazione di calcolo opere provvisoriale |
| INOR | 11 | E | E2 | C | L | GA | 17 | 0 | 1 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Relazione di calcolo opere provvisoriale - Allegati numerici |
| INOR | 11 | E | E2 | C | L | GA | 17 | 0 | 0 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Relazione di calcolo |
| INOR | 11 | E | E2 | C | L | GA | 17 | 0 | 0 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Relazione di calcolo - Allegati numerici |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 8 | GA | 17 | 0 | 1 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Planimetria generale (Tav. 1/4) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 8 | GA | 17 | 0 | 1 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Planimetria generale (Tav. 2/4) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 8 | GA | 17 | 0 | 1 | 003 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Planimetria generale (Tav. 3/4) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 8 | GA | 17 | 0 | 1 | 004 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Planimetria generale (Tav. 4/4) |
| INOR | 11 | E | E2 | F | Z | GA | 17 | 0 | 1 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Profilo longitudinale, sezione tipo e particolari (Tav. 1/2) |
| INOR | 11 | E | E2 | F | Z | GA | 17 | 0 | 1 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Profilo longitudinale, sezione tipo e particolari (Tav. 2/2) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Sezioni trasversali (Tav. 1/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Sezioni trasversali (Tav. 2/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 003 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Sezioni trasversali (Tav. 3/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 004 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Sezioni trasversali (Tav. 4/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 005 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Sezioni trasversali (Tav. 5/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 006 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Sezioni trasversali (Tav. 6/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 007 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Sezioni trasversali (Tav. 7/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 008 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Sezioni trasversali (Tav. 8/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 009 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Sezioni trasversali (Tav. 9/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 010 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Sezioni trasversali (Tav. 10/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 011 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Sezioni trasversali (Tav. 11/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 012 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Sezioni trasversali (Tav. 12/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 013 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Sezioni trasversali (Tav. 13/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 014 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Scavi - Sezioni trasversali (Tav. 14/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 8 | GA | 17 | 0 | 0 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Planimetria generale (Tav. 1/4) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 8 | GA | 17 | 0 | 0 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Planimetria generale (Tav. 2/4) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 8 | GA | 17 | 0 | 0 | 003 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Planimetria generale (Tav. 3/4) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 8 | GA | 17 | 0 | 0 | 004 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Planimetria generale (Tav. 4/4) |
| INOR | 11 | E | E2 | F | Z | GA | 17 | 0 | 0 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Profilo longitudinale e sezioni tipo (Tav. 1/2) |
| INOR | 11 | E | E2 | F | Z | GA | 17 | 0 | 0 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - |

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 170 1 001Rev.
AFoglio
6 di 84

| CODICE | | | | | | | | | | DESCRIZIONE | |
|--------|----|---|----|---|---|----|----|---|---|-------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| | | | | | | | | | | Profilo longitudinale e sezioni tipo (Tav. 2/2) | |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 0 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Sezioni trasversali (TAV. 1/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 0 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Sezioni trasversali (TAV. 2/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 0 | 003 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Sezioni trasversali (TAV. 3/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 0 | 004 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Sezioni trasversali (TAV. 4/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 0 | 005 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Sezioni trasversali (TAV. 5/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 0 | 006 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Sezioni trasversali (TAV. 6/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 0 | 007 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Sezioni trasversali (TAV. 7/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 0 | 008 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Sezioni trasversali (TAV. 8/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 0 | 009 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Sezioni trasversali (TAV. 9/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 0 | 010 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Sezioni trasversali (TAV. 10/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 0 | 011 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Sezioni trasversali (TAV. 11/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 0 | 012 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Sezioni trasversali (TAV. 12/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 0 | 013 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Sezioni trasversali (TAV. 13/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | W | 9 | GA | 17 | 0 | 0 | 014 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistemazione definitiva - Sezioni trasversali (TAV. 14/14) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 9 | GA | 17 | 0 | 5 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Pianta piano ferro, sezione longitudinale e vista dall'alto (TAV. 1/9) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 9 | GA | 17 | 0 | 5 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Pianta piano ferro, sezione longitudinale e vista dall'alto (TAV. 2/9) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 9 | GA | 17 | 0 | 5 | 003 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Pianta piano ferro, sezione longitudinale e vista dall'alto (TAV. 3/9) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 9 | GA | 17 | 0 | 5 | 004 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Pianta piano ferro, sezione longitudinale e vista dall'alto (TAV. 4/9) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 9 | GA | 17 | 0 | 5 | 005 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Pianta piano ferro, sezione longitudinale e vista dall'alto (TAV. 5/9) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 9 | GA | 17 | 0 | 5 | 006 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Pianta piano ferro, sezione longitudinale e vista dall'alto (TAV. 6/9) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 9 | GA | 17 | 0 | 5 | 007 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Pianta piano ferro, sezione longitudinale e vista dall'alto (TAV. 7/9) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 9 | GA | 17 | 0 | 5 | 008 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Pianta piano ferro, sezione longitudinale e vista dall'alto (TAV. 8/9) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 9 | GA | 17 | 0 | 5 | 009 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Pianta piano ferro, sezione longitudinale e vista dall'alto (TAV. 9/9) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Opere provvisionali - Paratia Pk 142+946.20÷Pk 143+104.23 - Pianta |
| INOR | 11 | E | E2 | F | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Opere provvisionali - Paratia Pk 142+946.20÷Pk 143+104.23 - Profilo |
| INOR | 11 | E | E2 | W | Z | GA | 17 | 0 | 1 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Opere provvisionali - Paratia Pk 142+946.20÷Pk 143+104.23 - Sezioni |
| INOR | 11 | E | E2 | W | Z | GA | 17 | 0 | 1 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Opere provvisionali - Paratia Pk 142+946.20÷Pk 143+104.23 - Sezioni tipo e particolari |
| INOR | 11 | E | E2 | B | Z | GA | 17 | 0 | 0 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sezione tipo corrente - carpenteria e particolari costruttivi (Tav. 1/2) |
| INOR | 11 | E | E2 | B | B | GA | 17 | 0 | 0 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sezione tipo corrente - carpenteria e particolari costruttivi (Tav. 2/2) |
| INOR | 11 | E | E2 | B | Z | GA | 17 | 0 | 0 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sezione tipo con nicchie - Carpenteria e particolari costruttivi (Tav. 1/2) |
| INOR | 11 | E | E2 | B | Z | GA | 17 | 0 | 0 | 004 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sezione tipo con nicchie - Carpenteria e particolari costruttivi (Tav. 2/2) |
| INOR | 11 | E | E2 | B | Z | GA | 17 | 0 | 9 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sistema di impermeabilizzazione - Sezione tipo e particolari costruttivi |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 6 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 7 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 003 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Conci 10-11-48-49 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 004 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 12 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 005 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Conci 1-2-3-4-5-8-9-13-17-38-39-51-52-53-54-55-56-62-63-64 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 007 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Conci 59-60-61-65-66 - Carpenteria |

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 170 1 001Rev.
AFoglio
7 di 84

| CODICE | | | | | | | | | | DESCRIZIONE | |
|--------|----|---|----|---|---|----|----|---|---|-------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 009 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 18 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 010 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 47 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 011 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 50 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 012 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 57 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 013 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 58 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 014 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 67 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 015 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 68 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 016 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 27 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | Z | GA | 17 | 0 | 0 | 005 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sezioni tipo P1 - Armatura |
| INOR | 11 | E | E2 | B | Z | GA | 17 | 0 | 0 | 006 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sezioni tipo P2 - Armatura |
| INOR | 11 | E | E2 | B | Z | GA | 17 | 0 | 0 | 007 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sezioni tipo P3 - Armatura |
| INOR | 11 | E | E2 | B | Z | GA | 17 | 0 | 0 | 008 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sezioni tipo P3bis - Armatura |
| INOR | 11 | E | E2 | B | Z | GA | 17 | 0 | 0 | 009 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sezione tipo nicchie NLF+HP+FG+TT+ST+LD+AN - Armatura |
| INOR | 11 | E | E2 | B | Z | GA | 17 | 0 | 0 | 010 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Sezione tipo nicchie BTS+TT - Armatura |
| INOR | 11 | E | E2 | P | Z | GA | 17 | 0 | 0 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Uscita di sicurezza Pk 142+847.88 - Planimetria, sezioni e particolari |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 018 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Uscita di sicurezza Pk 142+847.88 - Carpenteria - Piante, sezioni e dettagli (Tav. 1/2) |
| INOR | 11 | E | E2 | B | Z | GA | 17 | 0 | 0 | 003 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Uscita di sicurezza Pk 142+847.88 - Carpenteria - Piante, sezioni e dettagli (Tav. 2/2) |
| INOR | 11 | E | E2 | B | B | GA | 17 | 0 | 0 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Uscita di sicurezza Pk 142+847.88 - Carpenteria - Prospetti |
| INOR | 11 | E | E2 | B | B | GA | 17 | 0 | 0 | 003 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Uscita di sicurezza Pk 142+847.88 - Armatura (Tav. 1/2) |
| INOR | 11 | E | E2 | B | B | GA | 17 | 0 | 0 | 004 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Uscita di sicurezza Pk 142+847.88 - Armatura (Tav. 2/2) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | Z | GA | 17 | 0 | 1 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Fasi esecutive - Planimetria (Tav. 1/2) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | Z | GA | 17 | 0 | 1 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Fasi esecutive - Planimetria (Tav. 2/2) |
| INOR | 11 | E | E2 | P | Z | GA | 17 | 0 | 0 | 003 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Monitoraggio - Planimetria e sezioni |
| INOR | 11 | E | E2 | 4 | T | GA | 17 | 0 | 0 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Tabella materiali |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 019 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Conci 43-44-45-46 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 021 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Conci 14-20-21-22-23-24-25-26-28-29-30-31-32-33-34-35-40 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 022 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 19 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 023 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 37 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 024 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 42 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 025 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 15 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 026 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 16A - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 027 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 16B - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 028 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 36 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 17 | 0 | 0 | 029 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Concio 41 - Carpenteria |
| INOR | 11 | E | E2 | P | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Opere provvisionali - Paratia per salvaguardia edificio Pk 142+200 - Pianta |
| INOR | 11 | E | E2 | F | 9 | GA | 17 | 0 | 1 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Opere provvisionali - Paratia per salvaguardia edificio Pk 142+200 - Profilo e Sezioni |
| INOR | 11 | E | E2 | W | Z | GA | 17 | 0 | 1 | 003 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Opere provvisionali - Paratia per salvaguardia edificio Pk 142+200 - Sezioni tipo e particolari |
| INOR | 11 | E | E2 | B | B | GA | 17 | 0 | 0 | 005 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST (GA17) - Da Pk 141+930.24 a Pk 143+575.24 - Timpano concio 68 - Armatura e particolari |
| INOR | 11 | E | E2 | P | Z | GA | 55 | 0 | 0 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST USCITA DI SICUREZZA (GA55) - Pk 141+982.97 - Planimetria, sezioni e particolari |
| INOR | 11 | E | E2 | B | A | GA | 55 | 0 | 0 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST USCITA DI SICUREZZA (GA55) - Pk 141+982.97 - Carpenteria - Piante, sezioni e dettagli (Tav. 1/2) |
| INOR | 11 | E | E2 | B | Z | GA | 55 | 0 | 0 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST USCITA DI SICUREZZA (GA55) - Pk 141+982.97 - Carpenteria - Piante, sezioni e dettagli (Tav. 2/2) |
| INOR | 11 | E | E2 | B | B | GA | 55 | 0 | 0 | 001 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST USCITA DI SICUREZZA (GA55) - Pk 141+982.97 - Carpenteria - Prospetti |
| INOR | 11 | E | E2 | B | B | GA | 55 | 0 | 0 | 002 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST USCITA DI SICUREZZA (GA55) - Pk 141+982.97 - Armatura (Tav. 1/2) |
| INOR | 11 | E | E2 | B | B | GA | 55 | 0 | 0 | 003 | GALLERIA ARTIFICIALE SAN GIORGIO IN SALICI EST USCITA DI SICUREZZA (GA55) - Pk 141+982.97 - Armatura (Tav. 2/2) |

2.2. Normative e raccomandazioni

- **D. M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 (NTC 2008)** "Nuove Norme tecniche per le costruzioni"
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617** "Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008"
- **Legge 05.11.1971 n. 1086** "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- **UNI EN 1992-1-1 novembre 2005 (EC2)** "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici"
- **UNI EN 1998-5 gennaio 2005 (EC8)** "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica– Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"
- **Regolamento U.E. nr. 1299/2014 della commissione del 18 novembre 2014** relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea. Pubblicato su Gazzetta Ufficiale anno 156° n°10 del 5 febbraio 2015.
- **Regolamento U.E. nr. 1303/2014 della commissione del 18 novembre 2014** relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la «sicurezza nelle gallerie ferroviarie» del sistema ferroviario dell'Unione europea (*norma STI*)
- **AICAP-AGI (2012). Ancoraggi nei terreni e nelle rocce.** Raccomandazioni

2.3. Bibliografia

- Bustamante M. et Doix B., "Une méthode pour le calcul des tirants et des *micropieux injectés*", Bulletin liaison LCPC, Nov. - Dec. 1985.
- Caquot A., Kerisel J. [1948] "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" Gautiers-Villars, Paris.
- Lancellotta R. (2007), "Lower Bound approach for seismic passive earth resistance", Geotechnique, Technical Note, 57, 1-3.
- Mueller-Breslau (1906), "Erddruck an Stuetzmaern" Kroener.
- Mononobe N. (1929) "Earthquake-proof construction of masonry dams", Proc. of World Engineering Conference, vol.9, p.275.
- NAVFAC (1982), "Foundations and earth Structures. Design manual 7.2". Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.
- Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. *Proceedings*, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures. 103-147.
- Taylor, D.W. (1948). Fundamental of soil mechanics. John Wiley, New York

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 170 1 001

Rev.
A

Foglio
9 di 84

2.4. Specifiche Tecniche di Riferimento

La presente fase progettuale, fa riferimento al nuovo Manuale di Progettazione RFI.

- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 4 – Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 6 – Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Specifica funzionale per il sistema di protezione e controllo accessi delle Gallerie Ferroviarie (RFI DPO PA LG A). Emissione 5/5/2008;
- Sovraccarichi per il calcolo dei Ponti Ferroviari: Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo (Istruzioni FS: I/SC/PS-OM/2298). Emissione 13/01/1997;

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE E FASI ESECUTIVE

Nella planimetria in Figura 3.1 si presentano gli interventi e le opere necessarie per il raggiungimento dei piani di scavo per la realizzazione della galleria artificiale San Giorgio in Salici Est.

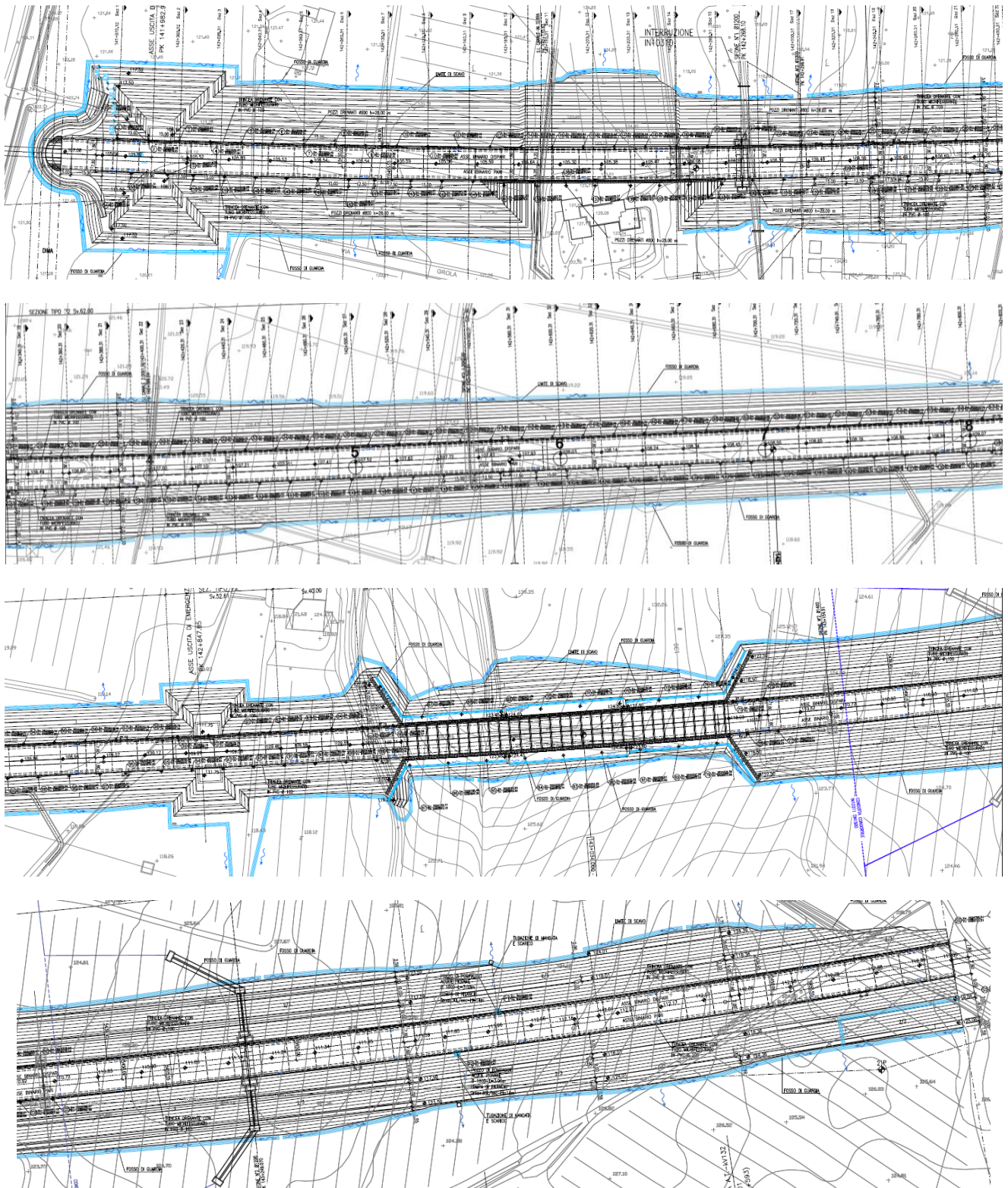


Figura 3.1 – Planimetria di scavo galleria artificiale San Giorgio est.



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 170 1 001Rev.
AFoglio
11 di 84

Gli scavi sono realizzati interamente senza sostegni ad eccezione dei tratti tra la progressive 142+142 e 142+260 e tra le progressive 142+946.2 e 143+104.23 circa. La geometria dello scavo è su banche di altezza di 6 m e con pendenza 2:3 e raggiunge una altezza massima di circa 17.5 m.

Il primo tratto di scavo protetto, della lunghezza di circa 118 m, si rende necessario per preservare l'edificio civile alla progressiva 142+200 circa. Per permettere quindi la realizzazione dello scavo mantenendo l'edificio, verrà realizzata una paratia di pali tirantati. L'edificio da salvaguardare è costituito da una struttura in c.a. con un piano fuori terra e copertura a falde del tetto e un piano interrato.

Il secondo tratto di scavo protetto, della lunghezza di circa 158 m, si rende necessario in quanto la galleria artificiale va ad interessare un leggero innalzamento del piano campagna, dovuto alla presenza di un cordone morenico, che necessiterebbe di uno sbancamento più ampio. L'opera di sostegno prevista per questa seconda problematica è una doppia paratia contrastata da due ordini di puntoni, all'interno della quale verrà realizzata la struttura della galleria artificiale.

In Figura 3.2 è riportata uno stralcio planimetrico della prima paratia di pali per la salvaguardia dell'edificio e in Figura 3.3 il relativo profilo longitudinale.

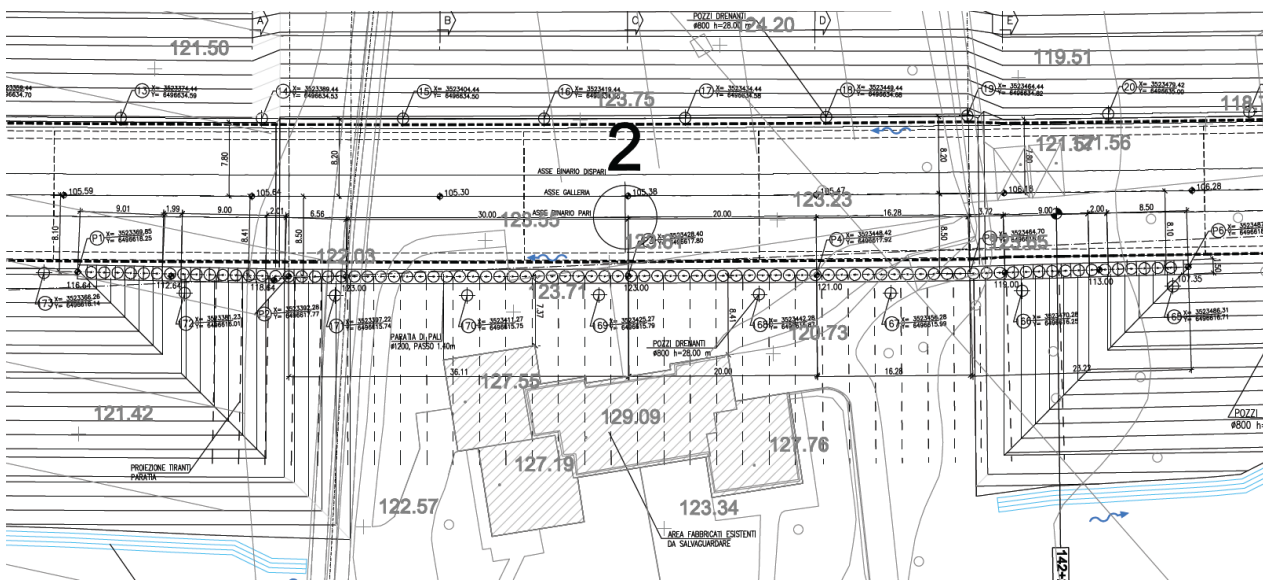


Figura 3.2 – Planimetria della paratia a salvaguardia dell'edificio alla pk 142+200.

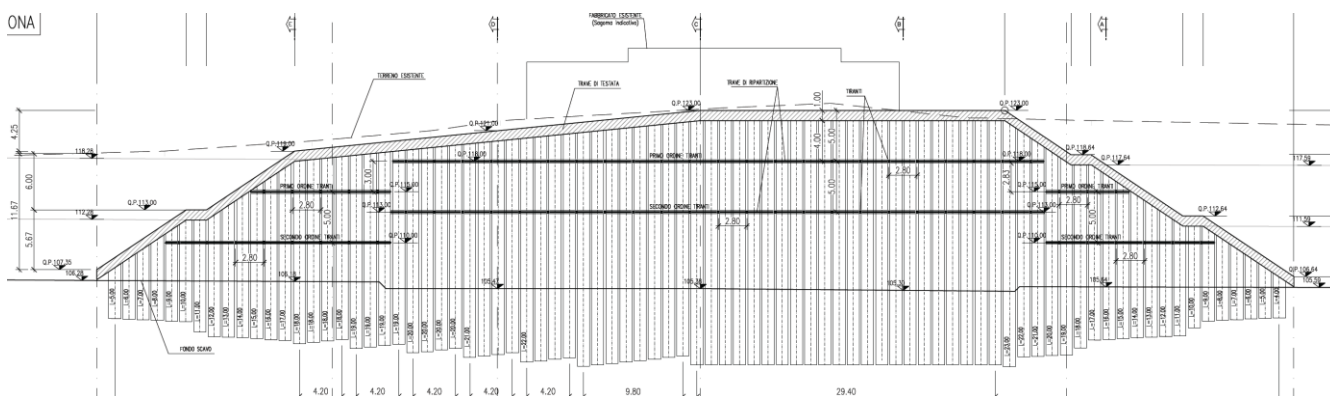


Figura 3.3 – Profilo longitudinale della paratia a salvaguardia dell'edificio alla pk 142+200.

La paratia sarà costituita da pali del diametro di 1200 mm e passo 1400 mm con lunghezze massime di 24 m nel tratto in corrispondenza dell'edificio e variabili nei due tratti di raccordo con gli scavi. Nel tratto a maggior lunghezza, i pali saranno contrastati da due ordini di tiranti a 5 trefoli posti a 5 e 10 m di profondità dalla testa del cordolo di collegamento dei pali e con un interasse di 2.8 m. La trave di ripartizione dei tiranti sarà costituita da due profilati HEB 200. I tiranti hanno una lunghezza di ancoraggio del bulbo di 12 m, eseguito con iniezioni multiple ripetute, e una lunghezza libera di 12 m per il primo ordine e 10 m per il secondo ordine. Il pretiro dei tiranti dovrà essere di 560 kN per ogni tirante.

La realizzazione degli scavi, della paratia, e della successiva galleria artificiale avverranno secondo le seguenti fasi operative:

1. preparazione del piano di lavoro fino alla quota di realizzazione dei pali;
2. realizzazione dei pali;
3. realizzazione della trave in c.a. di collegamento in testa pali;
4. scavo di sbancamento fino alla profondità di ca. -0.50 m rispetto alla quota di installazione del primo ordine di tiranti;
5. installazione della trave di ripartizione e del primo ordine di tiranti;
6. scavo di sbancamento fino alla profondità di ca. -0.50 m rispetto alla quota di installazione del secondo ordine di tiranti;
7. installazione della trave di ripartizione e del secondo ordine di tiranti;
8. scavo di sbancamento fino alla quota di fondo scavo finale;
9. realizzazione della struttura della galleria artificiale e successivo ritombamento;

In Figura 3.4 è riportata una planimetria della doppia paratia di pali contrapposti e in Figura 3.5 il relativo profilo longitudinale, l'opera segue una pendenza longitudinale identica a quella della galleria artificiale GA17 dello 0.5% circa, e la massima profondità di scavo risulta di circa 16 m in corrispondenza del tratto centrale.

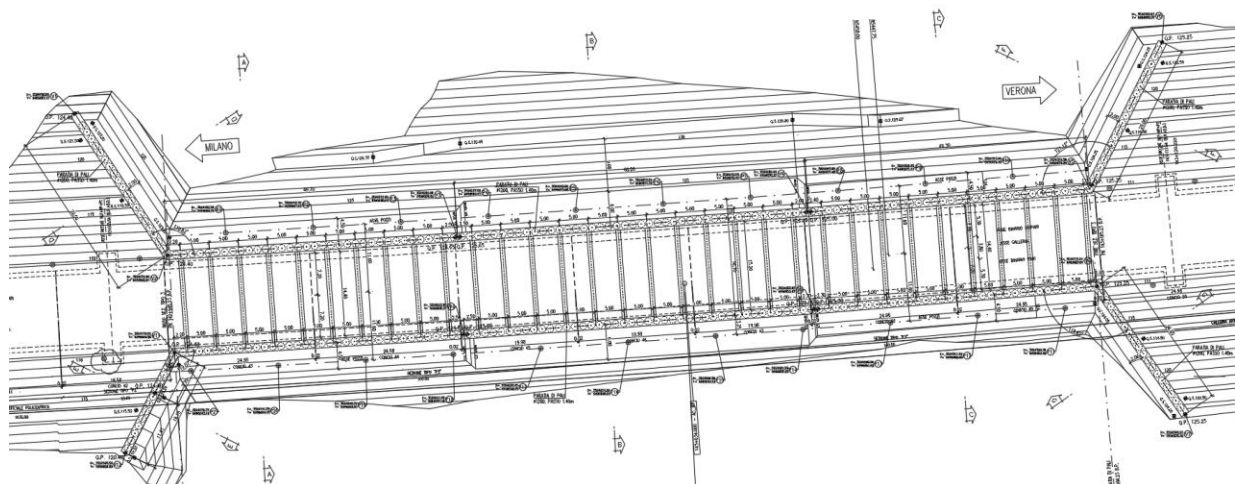


Figura 3.4 – Planimetria della doppia paratia di pali.

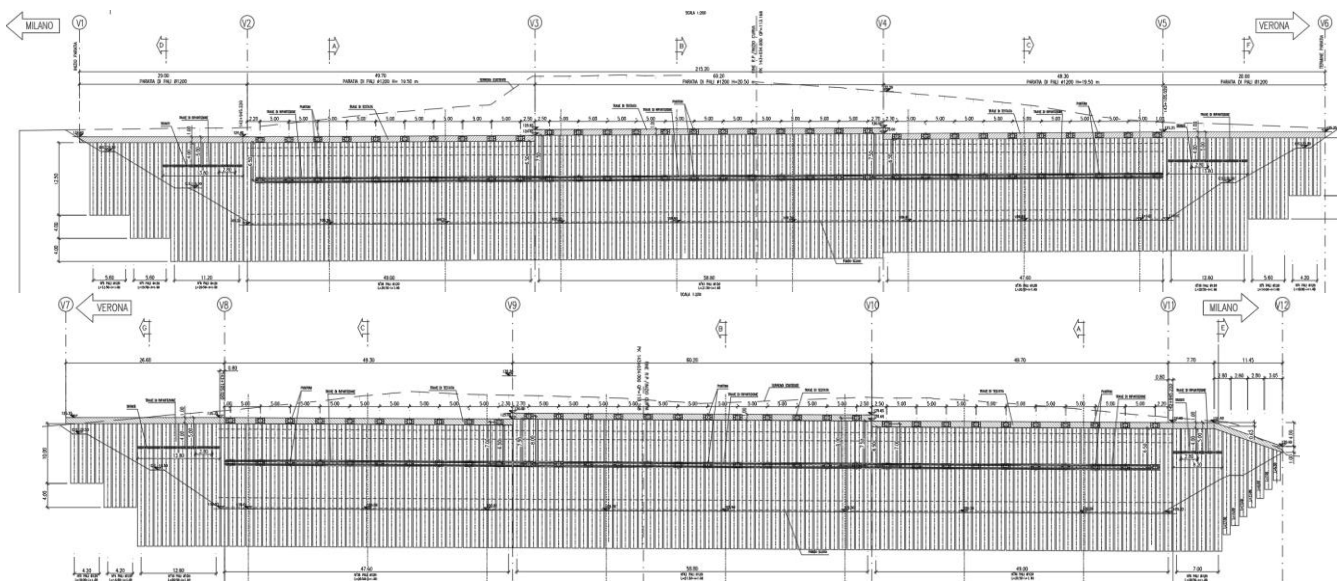


Figura 3.5 –Sviluppata della doppia paratia di pali, lato binario dispari e binario pari.

La doppia paratia sarà costituita da pali del diametro di 1200 mm e passo 1400 mm con lunghezze di 20.5 m nel tratto iniziale tra le progressive 142+945.22 e 142+995.72 e in quello finale tra le progressive 143+055.92 e 143+105.02, e con lunghezze di 21.5 m nel tratto centrale della paratia. I pali saranno contrastati da due ordini di puntoni, posti a circa 0.5 e 7 o 8 m di profondità e con un interasse di 5 m. Il primo ordine di puntoni poggerà direttamente sulla trave in c.a. di coronamento della paratia delle dimensioni di 1.5 x 1.0 m (base x altezza), il secondo ordine di puntoni invece su una trave di ripartizione costituita da due profilati HEB 300. I puntoni sono costituiti da un profilo tubolare in acciaio S355 del diametro di 762 mm e spessore di 31.75 mm. Al termine delle paratie, su entrambi i lati, verranno inoltre realizzati dei risvolti laterali con la medesima tipologia di pali, della lunghezza di 20.5 m, come indicato in Figura 3.5. I risvolti della paratia saranno contrastati da un ordine di tiranti solamente nel tratto con maggiore altezza di scavo, fino a circa in corrispondenza della prima berma degli scavi. I tiranti saranno posizionati a 5 m di profondità dalla testa dei pali. La trave di ripartizione dei tiranti sarà costituita da due profilati HEB 200. I tiranti hanno una lunghezza di ancoraggio del bulbo di 8 m, eseguito con iniezioni multiple ripetute, e una lunghezza libera di 12 m, il pretiro dei tiranti dovrà essere di 560 kN per ogni tirante.

Raggiunta la massima profondità di scavo verrà inoltre realizzato il solettone di fondazione della galleria artificiale, il quale fornirà un ulteriore contrasto alla paratia, grazie al quale sarà possibile rimuovere il secondo ordine di puntoni, operazione necessaria per la realizzazione della successiva struttura della galleria artificiale.

La realizzazione degli scavi, della paratia, e della successiva galleria artificiale avverranno secondo le seguenti fasi operative:

1. preparazione del piano di lavoro fino alla quota di realizzazione dei pali;
2. realizzazione dei pali;
3. realizzazione della trave in c.a. di collegamento in testa pali ed installazione del primo ordine di puntoni;
4. scavo di sbancamento fino alla profondità di ca. -0.50 m rispetto alla quota di installazione del secondo ordine di puntoni (o fino a -0.5 m rispetto alla quota di installazione dei tiranti);
5. installazione della trave di ripartizione e del secondo ordine di puntoni (o installazione dei tiranti);
6. scavo di sbancamento fino alla quota di fondo scavo finale;

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
IN0R

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 170 1 001

Rev.
A

Foglio
14 di 84

7. realizzazione del solettone di fondazione della galleria artificiale;
8. rimozione del secondo ordine di puntoni e della trave di ripartizione;
9. realizzazione della struttura della galleria artificiale;
10. rimozione del primo ordine di puntoni e ritombamento finale.

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'imbocco occidentale della Galleria San Giorgio è situato sul terrazzo fluviale in sponda sinistra del Fiume Tione: esso delimita i depositi che costituiscono l'alveo attuale di questo corso d'acqua, caratterizzati dalla presenza di ghiaie a supporto di abbondante matrice sabbiosa o limosa, se dovuta al rimaneggiamento di sedimenti antichi molto alterati. L'opera attraversa quindi i rilievi collinari di origine glaciale del Pleistocene medio (corrispondenti ai cordoni morenici del Riss descritti da Venzo nel 1965), costituiti da diamicton massivo a supporto di matrice sabbioso-limosa, talora debolmente cementato, con clasti eterometrici aventi dimensioni massime sino a 2 m (massi erratici), da angolosi a subarrotondati, poligenici.

La Galleria San Giorgio attraversa inoltre i depositi fluvioglaciali dell'Allogruppo di Lonato e San Giorgio, rinvenibili nelle piane intermoreniche e costituiti da ghiaie da grossolane a molto grossolane a supporto di clasti con matrice sabbioso-limosa. L'unità è caratterizzata da un profilo di alterazione medio con la presenza di un suolo di colore bruno rossastro e spesso al massimo 1 m in cui si possono distinguere in essa le seguenti facies deposizionali:

- Depositi glaciali (mR)

Sono costituiti da diamicton massivi a supporto di matrice sabbioso limosa, talora debolmente cementati. I clasti sono eterometrici con dimensioni massime sino a 2 m (massi erratici), da angolosi a subarrotondati, poligenici. L'alterazione colpisce circa il 50% dei clasti con litologie carbonatiche da decarbonatate ad argillificate e litologie cristalline da fragili ad arenizzate.

- Depositi fluvioglaciali (fgR3, fgR2, fgR1)

Sono costituiti da ghiaie da grossolane a molto grossolane a supporto di clasti con matrice sabbioso-limosa. I clasti sono arrotondati e poligenici. L'alterazione colpisce circa il 50% dei clasti con litologie carbonatiche da decarbonatate ad argillificate e litologie cristalline da fragili ad arenizzate.

Nell'area occupata dai depositi alluvionali (Olocene) del fiume Tione non sono stati eseguiti sondaggi, tuttavia, alla pk 139+609, nei pressi del Fiume Tionello che scorre più ad Est, si evince che le piane fluviali sono costituite da sabbia fine da limosa ad argillosa con resti vegetali negli strati più superficiali e da ghiaia eterometrica.

La galleria attraversa quindi una collina (da pk 140+130 a pk 140+708), caratterizzata da depositi glaciali s.s., costituiti prevalentemente da ciottoli e ghiaia eterometrica subangolare in matrice sabbioso-limosa, sabbia medio-fine localmente limosa con ghiaia eterometrica e subordinati livelli di limo sabbioso.

Procedendo verso Est, intercalati ai depositi sopra descritti, sono presenti sedimenti di origine fluvioglaciale, costituiti da ghiaia e sabbia con ghiaia. Fino alla fine del tratto in naturale (pk 142+233), la Galleria San Giorgio attraversa altri rilievi di origine glaciale nei quali prevalgono limi argilloso-sabbiosi con ghiaia eterometrica epoligenica e ciottoli in abbondante matrice limoso-sabbiosa. In particolare alla pk 141+314 sono presenti lenti di argilla sabbiosa con ghiaia e dalla pk ca. 141+530 aumenta la percentuale di depositi sabbiosi e limosi interessati dallo scavo della galleria.

Le piane fluvioglaciali, che intersecano le suddette colline sono caratterizzate dalla presenza di terreni costituiti prevalentemente da sabbia con ghiaia eterometrica localmente limosa. Dalla progressiva 142+308 la galleria artificiale attraversa un'area (per ca. 600m) con sedimenti fluvioglaciali costituiti da sabbia ghiaiosa talora debolmente limosa, con clasti eterometrici e poligenici, da angolosi ad arrotondati, e ghiaia sabbiosa. Tra le pk 142+920 e 143+600 la galleria attraversa un corpo morenico caratterizzato da depositi glaciali s.s., costituiti da ghiaia con sabbia limosa e ciottoli, con clasti eterometrici, poligenici, da subangolosi a subarrotondati, e sabbia talora limosa con ghiaia eterometrica subangolosa.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
IN0R

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 170 1 001

Rev.
A

Foglio
16 di 84

Inoltre nell'area della galleria San Giorgio sono frequenti i massi erratici, rilevati in superficie, con dimensioni anche superiori a 2 m, spesso rimossi dalla loro posizione originaria. I sondaggi geognostici eseguiti durante le campagne d'indagine (1992-1994, 2001-2002, 2004 e 2005), in realtà, a differenza di quanto riscontrato in contesti geologici simili, non indicano la presenza significativa di trovanti.

5. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

In questa tratta, per la definizione della stratigrafia di progetto e delle proprietà geotecniche dei materiali si sono utilizzati i dati relativi ai sondaggi riportati nella seguente Tabella 5.1:

| Denominazione Sondaggio | Campagna | PK [km] | Quota Boccaforo [m s.l.m.] | Lunghezza Sondaggio [m] | Distanza Asse [m] | Direzione [Nord/Sud] | Prove / strumentazione installata | Piezometro [m. da p.c.] |
|-------------------------|-----------|------------|----------------------------|-------------------------|-------------------|----------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|
| AV-SO-CH-05 A | 2017-2018 | 141+902,91 | 124,03 | 29 | 6,6 | N | Sondaggio, SPT, cross-hole | |
| AV-SO-CH-05 B | 2017-2018 | 141+902,91 | 124,01 | 29 | 2,7 | N | Sondaggio, SPT, cross-hole | |
| ES127 | 1992-1994 | 141+949,91 | 113,413 | 30 | 1105,0 | S | Sondaggio, SPT | |
| 4SC038 | 2004 | 142+031,59 | 120,47 | 35 | 13,9 | N | Sondaggio con piezometro Casagrande e tubo Aperto, SPT, Lefranc | 16; 3,00-9,00 |
| S4GS | 2004 | 142+150,11 | 122,30 | 25 | 385,3 | S | Sondaggio con piezometro a tubo aperto, SPT, Lefranc, pocket penetrometer, vane test | 9,00-25,00 |
| ES011 | 1992-1994 | 142+170,23 | 109,60 | 25 | 1530,0 | S | Sondaggio con piezometro a tubo aperto, SPT | 3,00-16,00 |
| S36-EA202B176 | 2002 | 142+268,27 | 118,800 | 25 | 96,7 | S | Sondaggio con piezometro Casagrande e tubo Aperto, SPT, Lefranc, pocket penetrometer, vane test | 23; 4,00-7,00 |
| 40SAPZ | 2014 | 142+268,91 | 118,7 | 20 | 6,0 | N | Sondaggio con piezometro a tubo aperto | 0,00-20,00 |
| S37-XA202B177 | 2002 | 142+316,39 | 121,50 | 25 | 26,1 | S | Sondaggio con piezometro Casagrande e tubo Aperto, SPT, Lefranc, pocket penetrometer, vane test | 3,00-14,00 |
| ES129 | 1992-1994 | 142+329,32 | 108,48 | 25 | 1700,0 | S | Sondaggio con piezometro a tubo aperto, SPT | 14,5 |
| S38-XA202B178 | 2002 | 142+534,53 | 119,02 | 20 | 24,0 | N | Sondaggio con piezometro a tubo aperto, SPT, Lefranc | 13,00-15,00 |
| S6GS | 2004 | 142+637,02 | 115,44 | 25 | 492,4 | S | Sondaggio con piezometro a tubo aperto, SPT, Lefranc | 3,00-25,00 |
| 4SS039 | 2004 | 142+699,91 | 119,28 | 30,5 | 47,0 | N | Sondaggio | |
| S39-XA202B179 | 2002 | 142+819,69 | 118,70 | 20 | 21,2 | N | Sondaggio con piezometro a tubo aperto, SPT, Lefranc, Menard, pocket penetrometer, vane test | 12,00-15,00 |
| 14PZ29 (piccolo) | 2014 | 142+863,91 | 118,6 | 40 | 7,6 | N | Sondaggio con piezometro a tubo aperto, SPT | 0,26-40,00 |
| 14PZ29 (grande) | 2014 | 142+863,91 | 118,6 | 9 | 7,6 | N | Sondaggio con piezometro a tubo aperto, SPT | 0,30-9,00 |
| S40-XA202B180 | 2002 | 142+918,73 | 120,12 | 20 | 283,2 | N | Sondaggio con piezometro a tubo aperto, SPT, Lefranc | 12,00-15,00 |
| S5GS | 2004 | 142+967,35 | 128,25 | 25 | 166,5 | N | Sondaggio con piezometro a tubo aperto, SPT, Lefranc, pocket penetrometer | 6,00-25,00 |
| 4SS040 | 2004 | 143+049,91 | 131,30 | 30 | 6,6 | N | Sondaggio, SPT, Lefranc | |
| 42SAPZ | 2014 | 143+116,41 | 126,2 | 20 | 0,3 | N | Sondaggio con piezometro a tubo aperto | 0,00-20,00 |
| S8GS | 2004 | 143+121,95 | 123,83 | 30 | 29,1 | S | Sondaggio con piezometro a tubo aperto | 6,00-30,00 |
| 4SS041 | 2004 | 143+279,91 | 127,12 | 30 | 24,3 | N | Sondaggio, SPT, Lefranc | |
| S41-XA202B181 | 2002 | 143+302,33 | 126,20 | 20 | 582,3 | S | Sondaggio con piezometro a tubo aperto, SPT | 12,00-15,00 |
| S42-XA202B182 | 2002 | 143+602,32 | 119,54 | 25 | 95,0 | N | Sondaggio con piezometro a tubo aperto, SPT, pocket penetrometer, vane test | 12,00-15,00 |

Tabella 5.1 - Indagini geognostiche considerate nella caratterizzazione geotecnica.

Tenendo conto che alcune verticali di indagine sono assai distanti dall'opera in oggetto, le indagini più rappresentative per descrivere le condizioni stratigrafiche nell'area interessata sono i sondaggi: AV-SO-CH-05, 4SC038, 40SAPZ, S37-XA202B177, S38-XA202B178, 4SS039, S39-XA202B179, 14PZ29, 4SS040, 42SAPZ, S8GS, 4SS041.

Per quanto riguarda le elaborazioni geotecniche e maggiori dettagli sulle analisi eseguite, fare riferimento alla relativa Relazione Geotecnica INOR11EE2RBGN0400001.

5.1.1. Definizione della stratigrafia di riferimento

I sondaggi sopra elencati mostrano prevalentemente la presenza di strati alternati di sabbie limose a sabbie ghiaiose con intercalazioni di strati, di differenti spessori, di limo sabbioso, ghiaia sabbiosa e argilla con limo. Diffusa presenza di ciottoli e clasti di diametro fino a 10 cm.

Nelle Tabella 5.2 è riassunta la stratigrafia di progetto considerata nel tratto della galleria artificiale ovest GA17.

| Profondità da p.c. [m] | Descrizione stratigrafica |
|------------------------|---------------------------------------------------|
| da 0 a 0.5 | Terreno di riporto/vegetale |
| da 0.5 a 30 | Sabbia limosa/sabbia ghiaiosa con livelli di limo |

Tabella 5.2 – Stratigrafia di progetto per le opere della galleria artificiale ovest San Giorgio in Salici.

5.1.2. Andamento della falda

La Figura 5.1 riassume l'andamento della falda nel tratto di interesse.

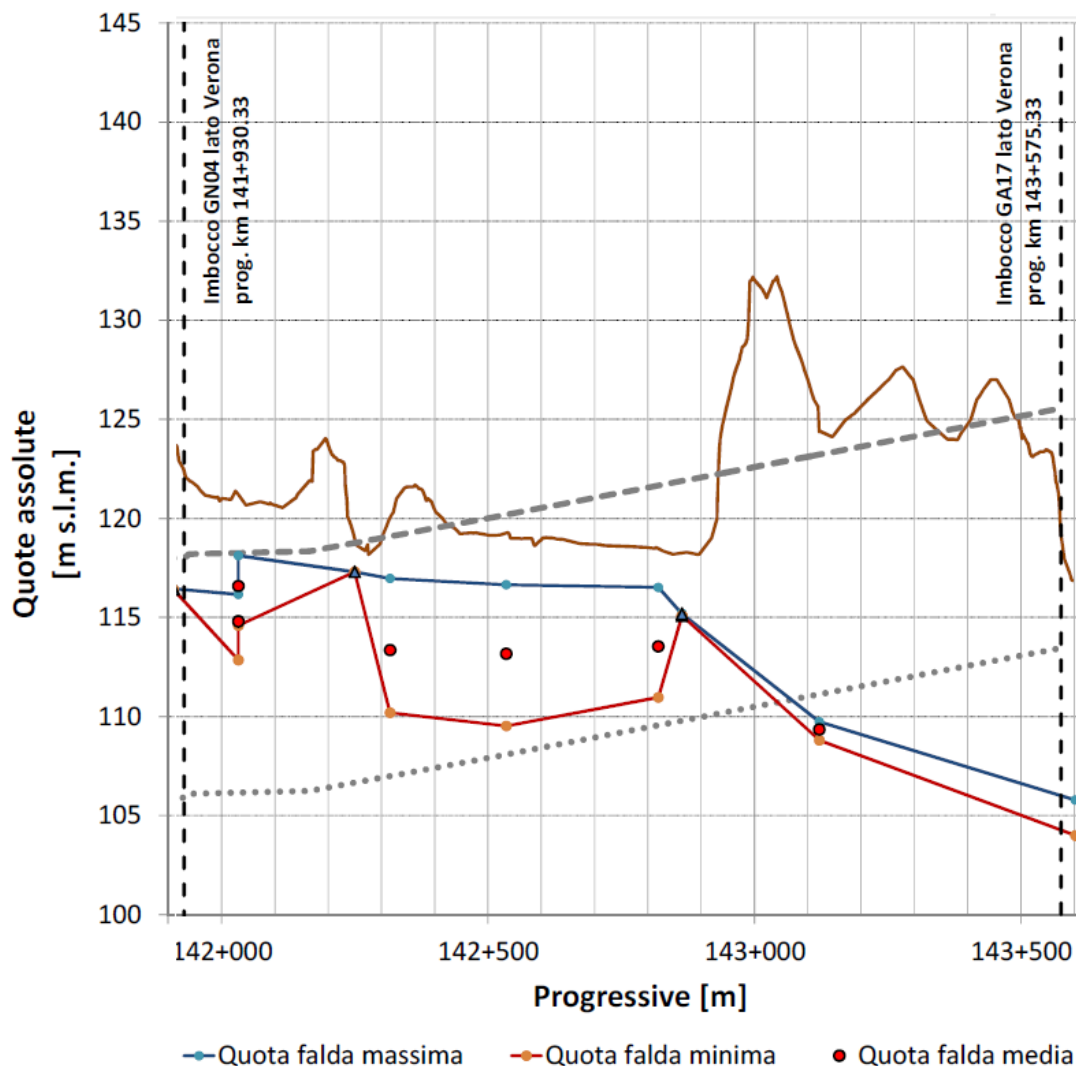


Figura 5.1 – Andamento della falda nel tratto della galleria artificiale est GA17.

Tranne nella parte terminale, la galleria risulta al di sotto del livello di falda, per questo, anche in questo tratto è presente un sistema di pozzi per l'abbattimento della falda.

5.1.3. Valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici

In conclusione, sulla base dei valori riassunti nei precedenti paragrafi, e di quanto esposto nella Relazione Geotecnica della galleria San Giorgio in Salici, nella seguente Tabella 5.3 sono riportati i parametri geotecnici che saranno adottati per la Progettazione Esecutiva delle opere provvisorie nel tratto della galleria artificiale est.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
IN0RLotto
11Codifica Documento
E E2 CL GA 170 1 001Rev.
AFoglio
19 di 84

| STRATIGRAFIA | Da (m) | A (m) | e (-) | γ_d (kN/m ³) | w (%) | γ (kN/m ³) | w_{sat} (%) | γ_{sat} (kN/m ³) | OCR (-) | K_0 (-) | c'_k (kPa) | ϕ'_k (°) | E_{vc} (MPa) | E_{ur} (MPa) | ν (-) |
|---------------------------------------------------|--------|-------|-------|---------------------------------|-------|-------------------------------|---------------|-------------------------------------|---------|-----------|--------------|---------------|----------------|----------------|-----------|
| Terreno di riporto/vegetale | p.c. | 0.5 | 1.00 | 13.3 | 26.9 | 16.8 | 38.5 | 18.3 | 1 | 0.50 | 5 | 23 | 20 | 32 | 0.35 |
| Sabbia limosa/sabbia ghiaiosa con livelli di limo | 0.5 | 5 | 0.40 | 18.9 | 10.6 | 20.9 | 15.1 | 21.8 | 2 | 0.76 | 10 | 37 | 100 | 250 | 0.30 |
| Sabbia limosa/sabbia ghiaiosa con livelli di limo | 5 | 10 | 0.35 | 19.6 | 9.2 | 21.4 | 13.2 | 22.2 | 2 | 0.76 | 30 | 37 | 130 | 325 | 0.30 |
| Sabbia limosa/sabbia ghiaiosa con livelli di limo | 10 | 20 | 0.35 | 19.6 | 9.2 | 21.4 | 13.2 | 22.2 | 2 | 0.75 | 50 | 36 | 160 | 400 | 0.30 |
| Sabbia limosa/sabbia ghiaiosa con livelli di limo | 20 | 30 | 0.35 | 19.6 | 9.2 | 21.4 | 13.2 | 22.2 | 2 | 0.74 | 60 | 35 | 160 | 400 | 0.30 |
| Sabbia limosa/sabbia ghiaiosa con livelli di limo | > 30 | | 0.35 | 19.6 | 9.2 | 21.4 | 13.2 | 22.2 | 2 | 0.75 | 60 | 36 | 160 | 400 | 0.30 |

Tabella 5.3 – Parametri geotecnici per la progettazione esecutiva delle opere.

6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle opere in progetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni del DM 14/01/2008.

Strutture di sostegno provvisionali

Calcestruzzo

| | |
|---------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|
| Classe di resistenza | C25/30 |
| Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni | $f_{cd} = 0.85 f_{ck}/1.5 = 14.167 \text{ MPa}$ |
| Modulo elastico a 28 giorni | $E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} \text{ MPa} = 31476 \text{ Mpa}$ |

Acciaio per armatura

| | |
|----------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tipo | B450C |
| Tensione di snervamento caratteristica | $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$ |
| Tensione di snervamento di progetto | $f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 391.3 \text{ MPa}$ |
| Modulo Elastico | $E = 210000 \text{ Mpa}$ |

Acciaio armonico per tiranti

| | |
|------------------------------------------|-----------------------------------|
| Tipo | Trefoli da 0.6'' |
| Tensione di rottura caratteristica | $f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$ |
| Tensione elastica all'1% di deformazione | $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$ |

Tabella 6.1 : Caratteristiche materiali

7. SOFTWARE DI CALCOLO

Tutte le analisi relative alla stabilità degli scavi e alle opere di sostegno provvisorie sono state condotte utilizzando il software di calcolo Paratie Plus 18.0.2, con licenza N° 1625087040.

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura adottata da Paratie Plus 18.0.2 è del tipo "trave su suolo elastico", le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie. Ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi di terreno. Si veda la Figura 7.1.

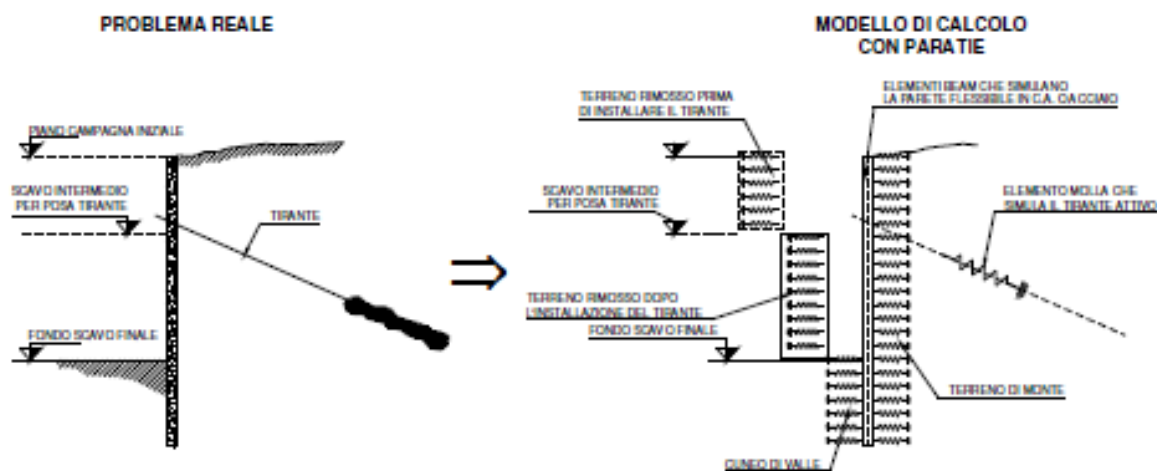
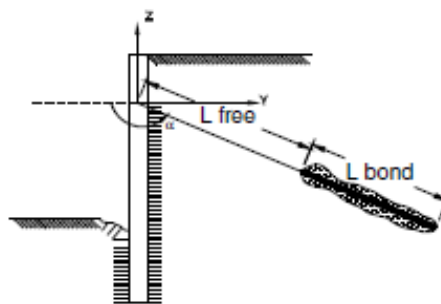


Figura 7.1 - Modellazione dell'interazione terreno-struttura

Per quanto riguarda i tiranti, essi provocano nel modello due effetti:

- 1) sorge una forza al nodo di applicazione del tirante, dovuta allo stato di coazione (pretensione) con cui l'elemento nasce, nel caso di tirante attivo;
- 2) la rigidità globale della struttura riceve un contributo dovuto alla rigidità estensionale del tirante stesso. Quando, nelle fasi successive, il nodo ove il tirante è connesso, subirà ulteriori spostamenti, la forza nel tirante subirà mutamenti.

Un tirante viene caratterizzato da una rigidità assiale data da un'espressione del tipo $K = E \times (A/L)$ dove E è il modulo elastico della materiale costituente il tirante, A l'area per unità di larghezza del tirante nel tratto deformabile e L la lunghezza del tratto deformabile del tirante, che può essere stimata come indicato nella Figura 7.2. Si assume $\eta = 0.5$.



$$L = L_{\text{free}} + L_{\text{bond}} \times \eta \quad (\eta < 1)$$

Figura 7.2 – Lunghezza deformabile del tirante

Per quanto riguarda la presenza dei puntoni, la rigidità globale della struttura riceve un contributo dovuto alla loro rigidità. Nelle fasi successive all'installazione, il nodo ove il puntone è connesso, subirà ulteriori spostamenti che saranno contrastati dalla rigidità del puntone stesso, e di conseguenza la sollecitazione nel puntone subirà mutamenti.

Il pendio eventualmente presente a monte è rappresentato mediante carico nastroforme equivalente posto su terreno orizzontale, la cui entità viene valutata in automatico dal software interpolando le quote intermedie della superficie inclinata con un passo di discretizzazione costante ed assegnando il rispettivo peso per unità di volume. Il carico nastroforme in superficie provoca una variazione alla Boussinesq di sforzi verticali efficaci all'interno del terreno.

Lo sforzo verticale efficace σ'_v nel terreno è calcolato indipendentemente dalle deformazioni alle quali la parete va incontro, è cioè ricavato attraverso semplici formule che tengono conto, fase per fase, della quota del piano campagna e dei sovraccarichi.

Nella fase iniziale, lo sforzo orizzontale efficace nel generico elemento terreno è calcolato come:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \text{ (step 1)}$$

in cui K_0 è il coefficiente di spinta a riposo. Nelle fasi successive, σ'_h si modifica tenendo conto della deformazione laterale subita.

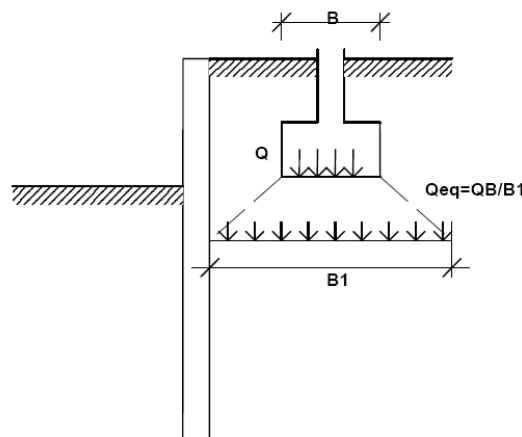


Figura 7.3 – Sovraccarico uniforme equivalente dovuto ad una fondazione.

Per tener conto della presenza di carichi, il software assume che esso induca nel terreno uno stato di sforzo addizionale prima dello scavo. Questo sforzo, sommato a quello geostatico (dipendente da K_0), consente di calcolare lo sforzo efficace presente negli elementi molla, all'inizio dell'analisi, cioè a spostamenti nulli.

Nella prima fase dell'analisi, in tutti gli elementi molla, la σ'_h è calcolata come:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \text{ (step 1)} + \Delta\sigma'_h$$

la σ'_v , nella formula precedente, non tiene conto dell'incremento di tensione verticale dovuto al sovraccarico. $\Delta\sigma'_h$ è calcolata attraverso la soluzione del semispazio elastico sollecitato da un carico nastroforme sulla superficie libera.

σ'_h così calcolato stabilisce solamente lo sforzo iniziale nella molla generica: lo sforzo orizzontale in seguito varierà, in accordo con le deformazioni subite. In particolare, se la parete subisce deformazioni molto elevate, l'effetto di $\Delta\sigma'_h$ può azzerarsi.

Negli elementi a valle, σ'_v non risente della presenza di carichi; a monte, invece, si tiene conto, in tutte le fasi, di un incremento di σ'_v .

Il profilo degli sforzi orizzontali iniziali è calcolato secondo la formula che fornisce la distribuzione di sforzi in un semispazio elastico caricato da una striscia di carico di lunghezza indefinita. La formula implementata è riportata in Figura 7.4.

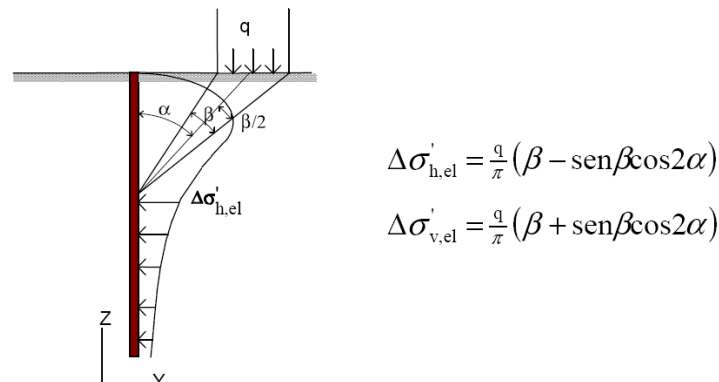


Figura 7.4 – Soluzione del semispazio elastico omogeneo.

La formula è applicata ipotizzando il piano libero del semispazio elastico coincidente con la quota di imposta del sovraccarico.

Per quanto riguarda la stabilità dei pendii e del fronte di scavo, Paratie Plus 18.0.2, utilizza metodi all'equilibrio limite per individuare potenziali superfici di scorrimento e ricavarne il relativo coefficiente di sicurezza. Il coefficiente di sicurezza associato ad una superficie è calcolato imponendo le condizioni di equilibrio nelle quali vengono introdotte le resistenze offerte del terreno affette da tale coefficiente di sicurezza.

La regione di terreno mobilitata viene suddivisa in conci verticali compresi fra la superficie del terreno e la superficie di scorrimento e vengono imposte le condizioni di equilibrio generali e relative ai singoli conci, come illustrato in Figura 7.5.

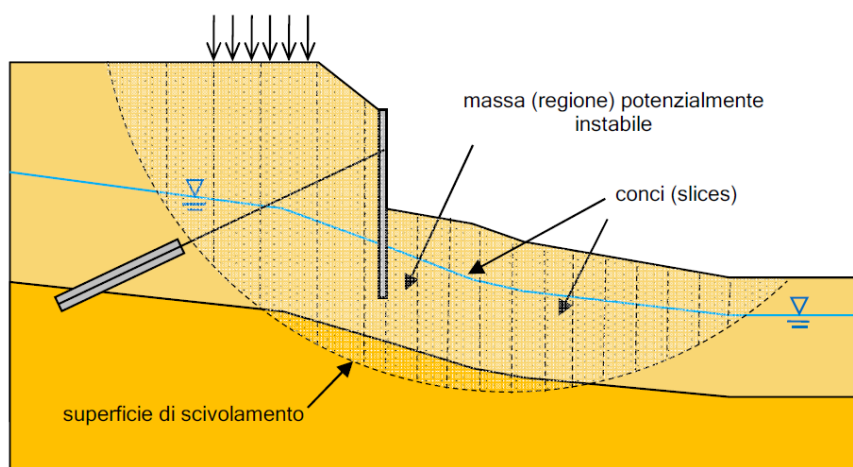


Figura 7.5 – Schematizzazione di un problema di stabilità del fronte o del versante.

In particolare nelle analisi effettuate si è utilizzato il metodo di Bishop semplificato, il quale assume che i conci si scambino unicamente azioni normali alle facce, ovvero orizzontali, e richiede la definizione di superfici di

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
IN0R

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 170 1 001

Rev.
A

Foglio
24 di 84

scivolamento su archi di cerchio. Il coefficiente di sicurezza viene determinato imponendo l'equilibrio alla rotazione del terreno potenzialmente instabile attorno al centro della circonferenza.

8. STATI LIMITE

Di seguito viene presentato l'elenco delle diverse analisi effettuate per il dimensionamento e la verifica delle opere oggetto di tale documento nello spirito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, in accordo alle disposizioni del DM 14.01.2008 e al manuale di progettazione delle opere civili.

8.1. Azioni

Le azioni considerate per la verifica delle strutture di sostegno sono le seguenti:

- **azioni permanenti strutturali:** peso proprio degli elementi strutturali, spinta del terreno a monte e a valle dell'opera.
- **azioni variabili:** carico variabile sul piano campagna a monte della struttura di sostegno, Q_{IM} , atto a schematizzare nella fase costruttiva l'eventuale presenza di sovraccarichi di varia natura connessi alla realizzazione delle opere.
- **azione sismica:** non è stata considerata in quanto il periodo di realizzazione dell'opera è inferiore ai 2 anni, pertanto le verifiche sismiche possono venire trascurate.

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 14/01/2008, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite ultimi e di esercizio in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

8.2. Dimensionamento delle opere di sostegno

Le verifiche delle strutture di sostegno sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU):

- collasso del complesso opera-terreno;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;

Come prescritto dal DM 14/01/2008 per le strutture di sostegno flessibili, è stato adottato l'Approccio Progettuale 1 con le due combinazioni di coefficienti parziali (tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I del DM 14/01/2008):

- Combinazione 1: $A1 + M1 + R1$
- Combinazione 2: $A2 + M2 + R1$.

Il dimensionamento geotecnico dell'opera è stato condotto con la verifica di stati limite ultimi GEO, applicando la Combinazione 2 ($A2+M2+R1$) e verificando che la resistenza mobilitata fosse sempre inferiore a quella disponibile.

Il corretto dimensionamento nei confronti degli SLU assicura che gli spostamenti dell'opera siano compatibili con le esigenze di funzionalità della stessa; pertanto, per opere provvisoriale, in assenza di fabbricati o altre opere da salvaguardare a ridosso delle stesse, non si ritengono necessarie ulteriori valutazioni di verifica nei confronti degli SLE, mentre per opere definitive o con fabbricati e altre opere da preservare verrà analizzato sia lo SLE che lo SLD.

I coefficienti di spinta attiva sono determinati attraverso la relazione di Coulomb. I coefficienti di spinta passiva sono stati determinati attraverso la relazione di Lancellotta (2007). L'angolo di attrito terreno/struttura, δ , è stato assunto pari a 2/3 della resistenza al taglio del terreno naturale.

Le verifiche sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo Paratie Plus (versione 18.0.2).

Per le analisi relative alle paratie, sono stati presi in considerazione i seguenti stati limite di progetto:

- Stato Limite Ultimo - Combinazione A1+M1 (SLU-1): le analisi sono condotte considerando i valori di progetto delle azioni esterne A_1 (ottenuti amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici, $A_1=\gamma_1 \cdot A_k$), mentre ai parametri geotecnici si assegnano coefficienti parziali unitari ($M_1=M_k$).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione A2+M2 (SLU-2): le analisi sono svolte considerando i valori di progetto delle azioni esterne A_2 (ottenuti amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici, $A_2=\gamma_2 \cdot A_k$), i parametri geotecnici sono ridotti dividendo i parametri caratteristici M_k per opportuni coefficienti ($M_2=M_k / \gamma_2$).

Si sottolinea che per la combinazione A1+M1+R1 i coefficienti parziali sono applicati sugli effetti delle azioni, in accordo a quanto previsto nel § 6.2.3.1 “Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)” del D.M. 2008.

Nelle seguenti tabelle sono riportati i coefficienti parziali prescritti dalla normativa per gli Stati Limite Ultimi.

| CARICHI | coeff. parziale | (A1) STR | (A2) GEO |
|------------------------|-----------------|-------------|-------------|
| Permanente sfavorevole | γ_G | 1.3 | 1.0 |
| Permanente favorevole | | 1.0 | 1.0 |
| Variabile sfavorevole | γ_Q | 1.5 | 1.3 |
| Variabile favorevole | | 0 | 0 |

Tabella 8.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

| PARAMETRO | parametro al quale applicare il coeff. parziale | coeff. parziale | |
|----------------------------------------------|-------------------------------------------------|------------------------|------------------------|
| | | γ_m | |
| | | M1 | M2 |
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \phi'_k$ | $\gamma_{\phi'}=1.00$ | $\gamma_{\phi'}=1.25$ |
| Coesione efficace | c'_k | $\gamma_{c'}=1.00$ | $\gamma_{c'}=1.25$ |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | $\gamma_{c_u}=1.00$ | $\gamma_{c_u}=1.40$ |
| Peso dell'unità di volume | γ | $\gamma_{\gamma}=1.00$ | $\gamma_{\gamma}=1.00$ |

Tabella 8.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| VERIFICA | COEFFICIENTE PARZIALE R1 | COEFFICIENTE PARZIALE R2 |
|---------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| Resistenza del terreno di valle | $\gamma_R=1.00$ | $\gamma_R=1.00$ |

Tabella 8.3 – Coefficienti parziali delle resistenze

8.3. Verifica degli scavi a cielo aperto

Per le verifiche degli scavi a cielo aperto si è fatto riferimento al paragrafo 6.8 del DM 14.01.2008 per le “Opere di materiali sciolti e fronti di scavo” e al paragrafo 7.11.3.5 per la “Stabilità dei pendii” sotto l’effetto di azioni sismiche.

Le verifiche sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU):

- Stato Limite Ultimo - Combinazione A2 + M2 + R2
- Stato Limite Ultimo con sisma – Combinazione A_k + M2 (EQK GEO)

| Analisi | a _g /g | S _S | S _T |
|---------|-------------------|----------------|----------------|
| SLV | 0.1371 | 1.2 | 1.2 |

Tabella 8.4 – Parametri per la definizione dell’accelerazione sismica in fase provvisoria per la stabilità degli scavi.

Nell’analisi di stabilità degli scavi sotto l’effetto delle azioni sismiche si è utilizzato un valore del parametro S_T pari a 1.2 in quanto il pendio ha una pendenza superiore ai 15°.

Il coefficiente globale riduttivo della resistenza vale 1.1, pertanto la verifica $R_{ed} > E_{ed}$ può ritenersi soddisfatta se per la superficie critica vale la condizione:

$$R_k/E_{ed} = FS \geq 1.1$$

È inoltre stata eseguita una verifica in corrispondenza dei risvolti laterali della paratia, considerando la massima altezza di scavo. In Figura 9.3 è riportata una sezione trasversale tipologica del tratto di paratia tirantato.

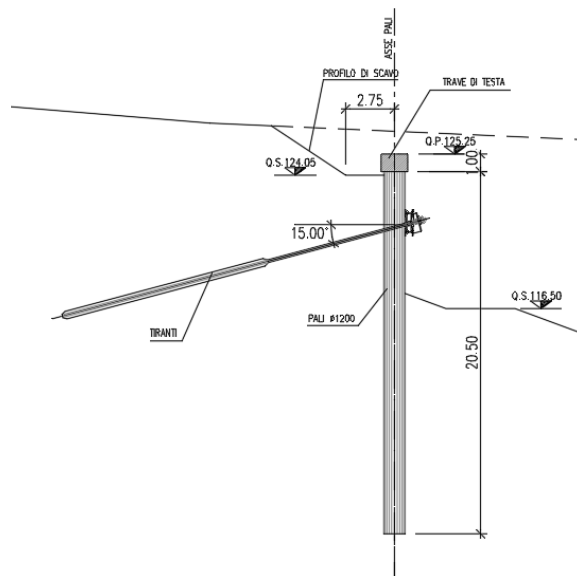


Figura 9.3 - Sviluppata della doppia paratia con indicate le sezioni di calcolo.

9.1. Paratia per salvaguardia edificio Pk 142+200

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

In Figura 9.4 si riporta la sezione di verifica del modello nella configurazione finale.

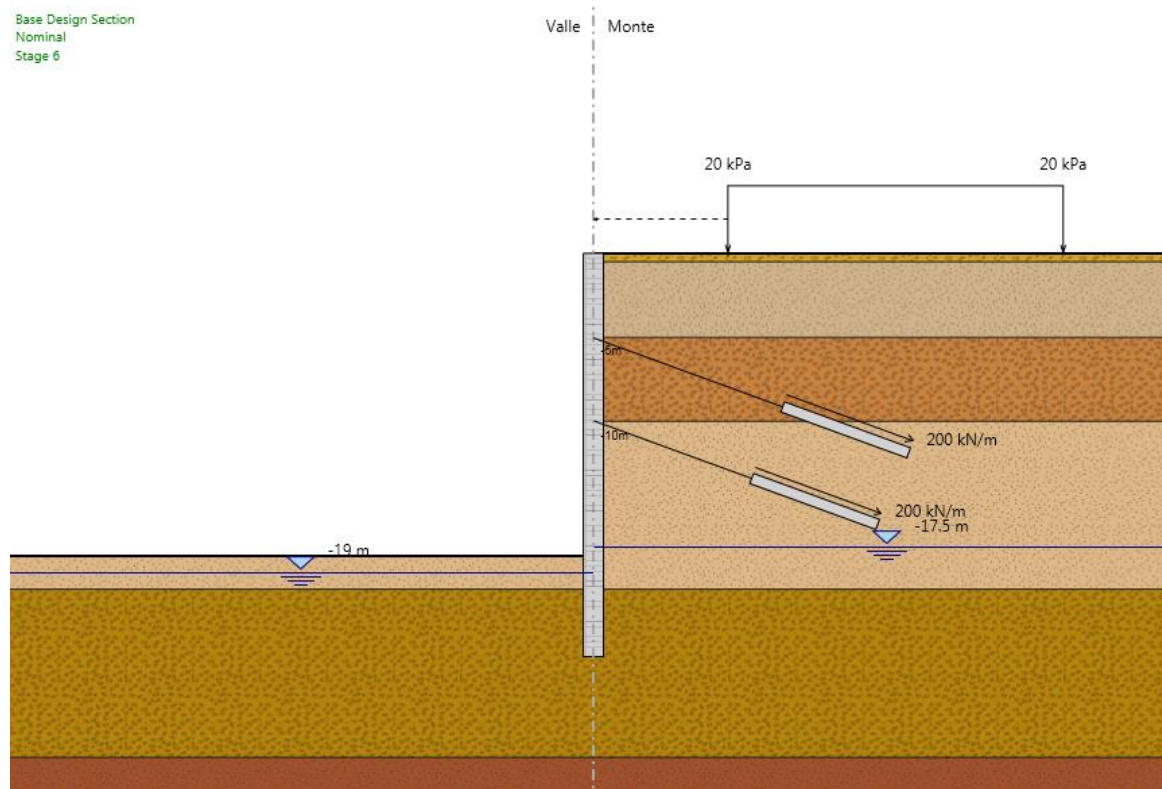


Figura 9.4 - Sezione di verifica per la paratia nella configurazione finale.

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, i sovraccarichi a tergo, i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli.

È stato considerato un carico permanente dovuto all'edificio civile in superficie pari a 20 kPa (10 kPa per piano).

La posizione della falda, durante le fasi di scavo e in esercizio, è stata valutata tenendo conto della presenza del sistema di abbattimento della falda con i pozzi drenanti. Non si è comunque considerato un abbattimento totale, ma per ogni stage di calcolo, si è tenuto sul lato a monte un livello di 1.5 m superiore rispetto il livello di valle (interno alla paratia) posizionato a 1 m al di sotto del piano di scavo.

| | |
|-------------------------------------|---------------------------------|
| Tipologia | Pali ϕ 1200 mm passo 1.4 m |
| Altezza totale paratia | 24 m |
| Altezza di scavo paratia | 18 m |
| Ordini di tiranti | 2 (a -5 e -10 m) |
| Passo orizzontale tiranti | 2.8 m |
| Inclinazione piano campagna a monte | - |
| Inclinazione piano campagna a valle | - |
| Sovraccarichi permanenti a monte | Edificio civile 20 kPa |
| Sovraccarichi permanenti a valle | - |
| Sovraccarichi variabili a monte | - |
| Sovraccarichi variabili a valle | - |

Tabella 9.1 - Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi.

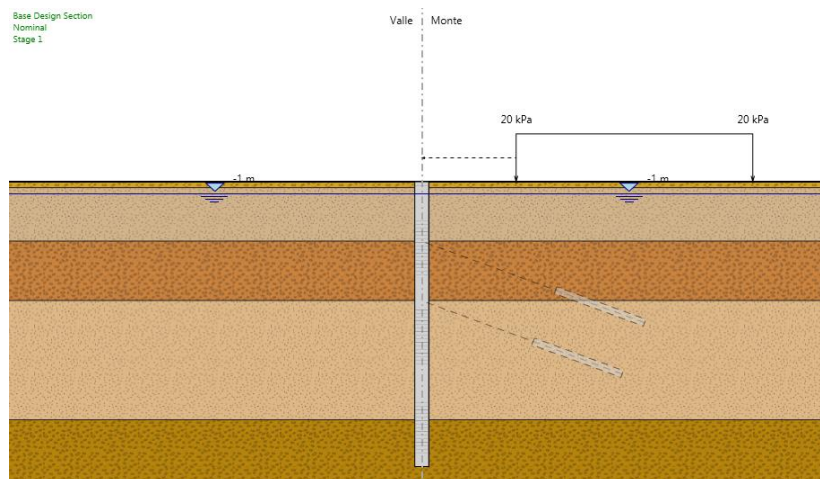
| Terreno (m da p.c.) | $\gamma_{dry}/\gamma_{sat}$ | c_k | ϕ'_k | δ | E' | E'_{ur} | k_o | K_a | K_p |
|------------------------|-----------------------------|-------|-----------|----------|-------|-----------|--------|---------|---------|
| | (kN/m ³) | (kPa) | (°) | (°) | (MPa) | (MPa) | M1(M2) | M1(M2) | M1(M2) |
| 0÷5 | 18.9/21.8 | 10 | 37 | 24.42 | 100 | 250 | 0.76 | 0.205 | 7.564 |
| | | | | | | | 0.76 | (0.266) | (4.978) |
| 5÷10 | 19.6/22.2 | 30 | 37 | 24.42 | 130 | 325 | 0.76 | 0.205 | 7.564 |
| | | | | | | | 0.76 | (0.266) | (4.978) |
| 10÷20 | 19.6/22.2 | 50 | 36 | 23.76 | 160 | 400 | 0.75 | 0.214 | 7.017 |
| | | | | | | | 0.75 | (0.277) | (4.689) |
| 20÷30 | 19.6/22.2 | 60 | 36 | 23.76 | 160 | 400 | 0.74 | 0.224 | 6.522 |
| | | | | | | | 0.74 | (0.288) | (4.424) |
| >30 | 19.6/22.2 | 60 | 36 | 23.76 | 160 | 400 | 0.75 | | |
| | | | | | | | 0.75 | | |

γ = peso dell'unità di volume
 c'_k = coesione efficace (valore caratteristico)
 ϕ'_k = angolo di resistenza al taglio (valore caratteristico)
 δ = angolo d'attrito struttura/terreno
 E' = modulo di Young
 E'_{ur} = modulo di Young (scarico/ricarico)
 k_o = coefficiente di spinta a riposo
 K_a = coefficiente di spinta attiva
 K_p = coefficiente di resistenza passiva

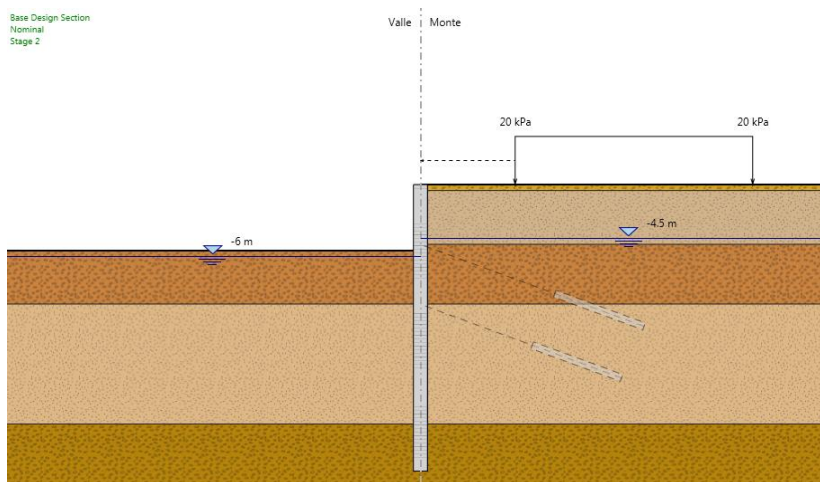
Tabella 9.2 - Parametri geotecnici caratteristici.

Le fasi di calcolo considerate sono le seguenti:

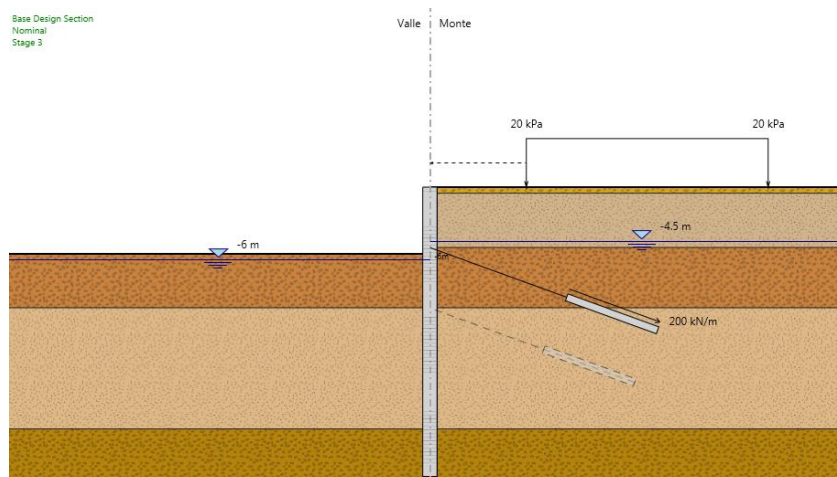
Fase 1 – Step geostatico in cui risultano già eseguiti i pali e presente il carico dovuto all’edificio;



Fase 2 – Realizzazione scavo fino a -5.5 m;



Fase 3 – Installazione del primo ordine di tiranti a -5 m;



Doc. N.

Progetto
INOR

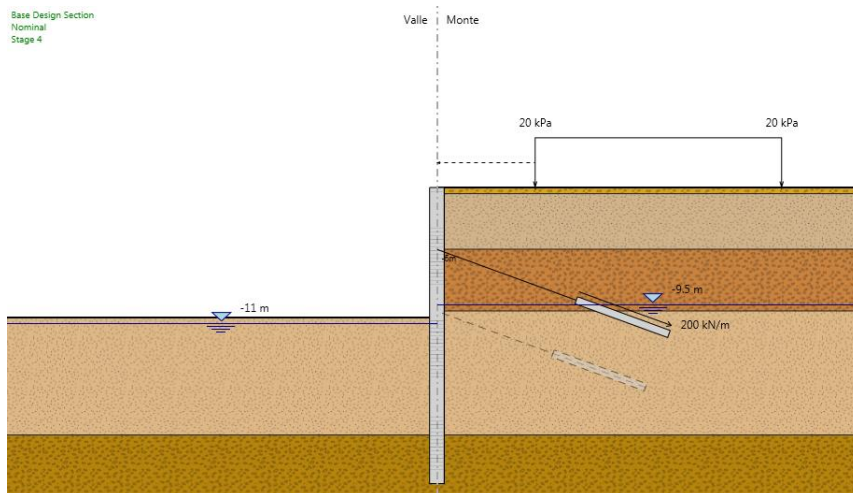
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 170 1 001

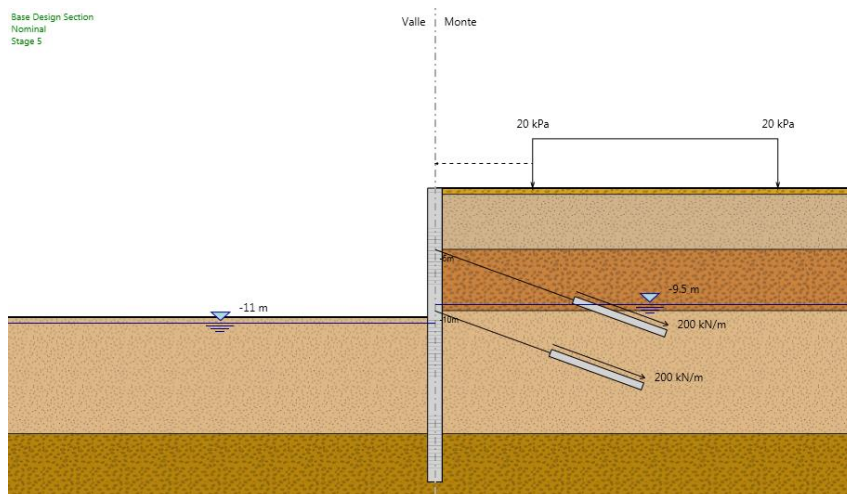
Rev.
A

Foglio
33 di 84

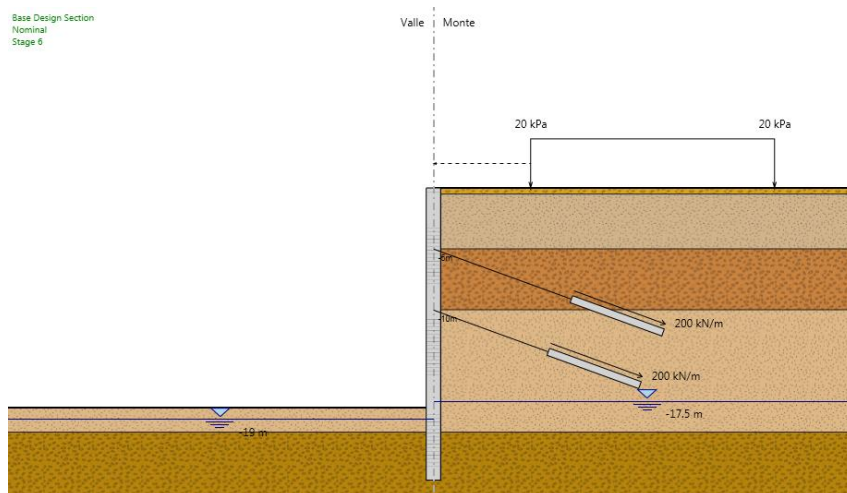
Fase 4 – Scavo fino a -10.5 m;



Fase 5 – Installazione del secondo ordine di tiranti a -10 m;



Fase 6 – Scavo fino a -18m;



9.1.1. Verifiche strutturali dei pali

Le verifiche sono condotte secondo le disposizioni del par. 4.1.2.1 delle NTC2008.

Si riportano di seguito i grafici del momento flettente in e del taglio in Figura 9.5 valutati con la combinazione SLU A1+M1 per le fasi di calcolo 2, 4 e 6.

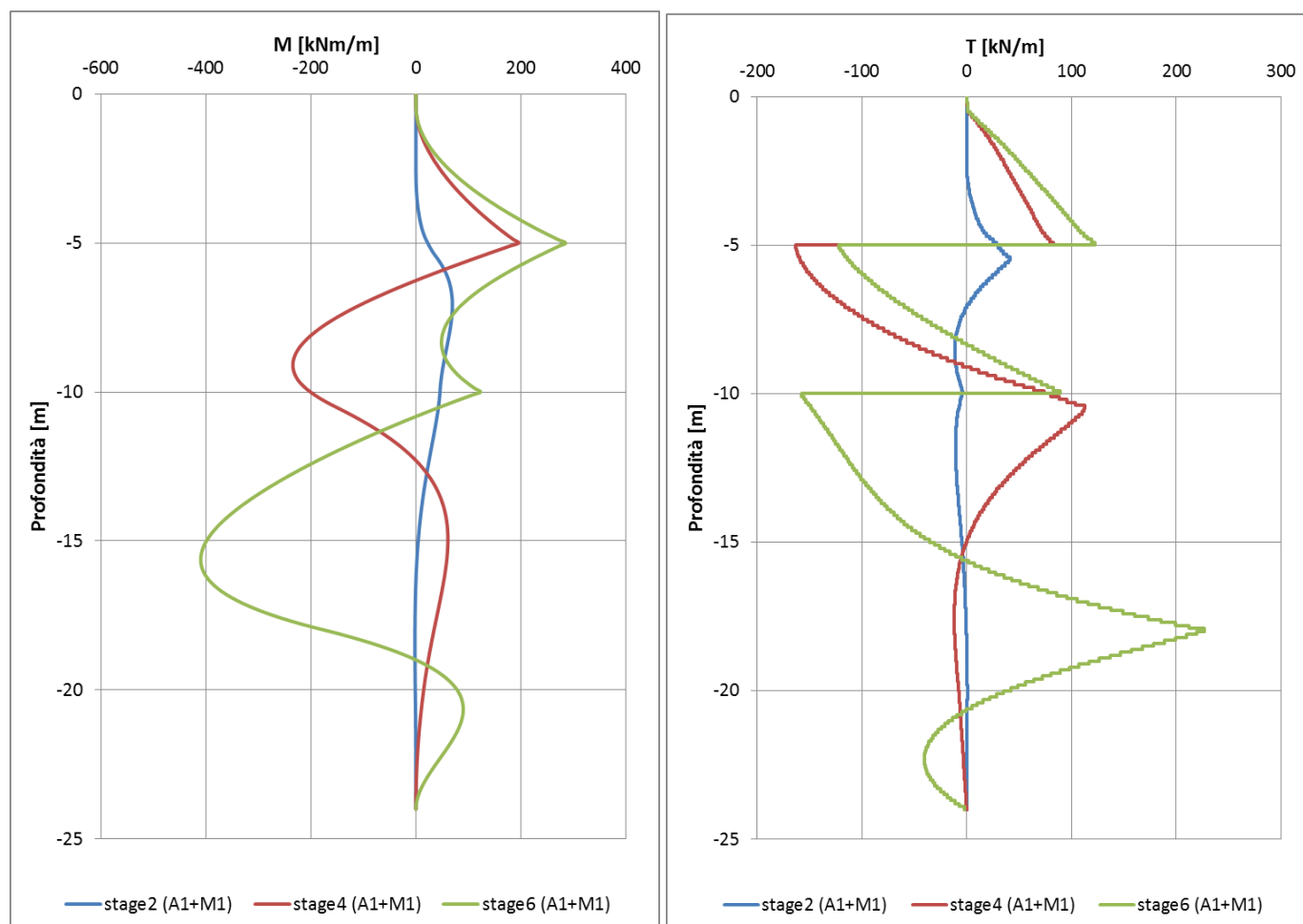


Figura 9.5 – Andamento del momento flettente e del taglio per la combinazione SLU A1+M1 nelle fasi di calcolo 2, 4 e 6.

In Tabella 9.3 sono riportate le caratteristiche della gabbia di armatura dei pali, le resistenze e le sollecitazioni massime della sezione.

Nella valutazione del momento resistente, si è cautelativamente considerato uno sforzo normale nullo, in Figura 9.6 è riportato il dominio di resistenza della sezione.

Per il calcolo del taglio resistente della sezione è stato utilizzato il metodo proposto da Clarke-Birjandi (1993) per il calcolo dell'altezza utile della sezione.

| Gabbia | As | Spirale | L_{gabbia} | M_{RD}^{SLU} | V_{RD}^{SLU} | M_{ED}^{SLU} | V_{ED}^{SLU} |
|-----------|--------------|--------------|--------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | | [m] | [kNm/m] | [kNm/m] | [kNm/m] | [kNm/m] |
| 1 (0-24m) | 18 ϕ 20 | ϕ 12/30 | 24 | 1081 | 617 | 574 | 317 |

Tabella 9.3 – Armatura dei pali e relative resistenze e sollecitazioni massime della sezione.

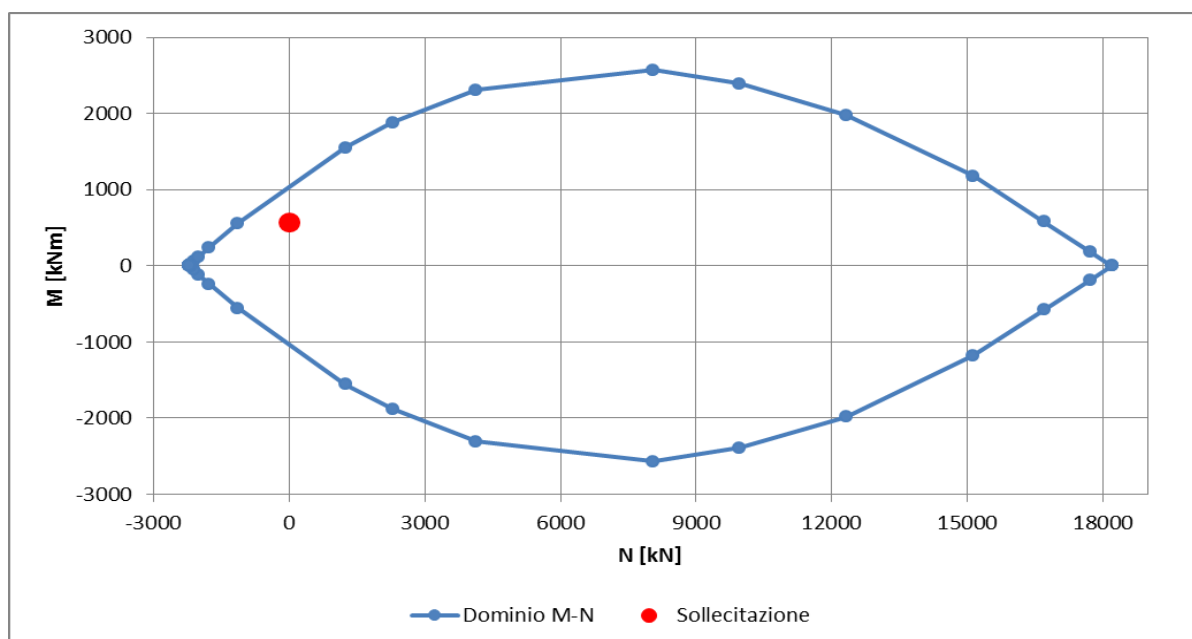


Figura 9.6 – Dominio M-N della sezione e sollecitazione massima.

Per tutte le combinazioni di carico le verifiche risultano soddisfatte in quanto $M_{Rd} > M_{Ed}$ e $V_{Rd} > V_{Ed}$.

9.1.2. Verifiche strutturali sui tiranti

Le opere di contrasto previste per la paratia sono composte dai seguenti interventi:

| Ordine tiranti | Quota | Trefoli | Passo | Lungh. Libera | Lungh. Ancoraggio | Lungh. Totale | ϕ perforazione | Trave di ripartizione |
|----------------|--------------|---------|-------|---------------|-------------------|---------------|---------------------|-----------------------|
| | [m. da t.p.] | [n] | [m] | [m] | [m] | [m] | [mm] | [-] |
| I° | -5 | 5 | 2.8 | 12 | 12 | 24 | 180 | 2 HEB 200 |
| II° | -10 | 5 | 2.8 | 10 | 12 | 22 | 180 | 2 HEB 200 |

Tabella 9.4 - Elementi di contrasto della paratia.

Affinché i tiranti di ancoraggio assolvano al meglio la loro funzione statica di sostegno della parete, è opportuno che il bulbo di fondazione si trovi completamente all'esterno del cuneo di spinta attiva che può nascere a tergo della paratia durante le fasi di costruzione e di esercizio dell'opera.

La geometria del cuneo di spinta attiva nel caso delle paratie multiancorate può essere determinata secondo vari criteri, nel seguito si fa riferimento allo schema secondo cui il cuneo di spinta è delimitato da una retta inclinata sull'orizzontale di un angolo pari a $(\pi/4 + \phi/2)$, traslata verso monte rispetto al punto di nullo del momento flettente di una lunghezza pari a $0.15 h$ (con h = altezza dello scavo di sbancamento).

La seguente figura rappresenta graficamente il criterio geometrico adottato per la determinazione del valore minimo del tratto libero d'ancoraggio.

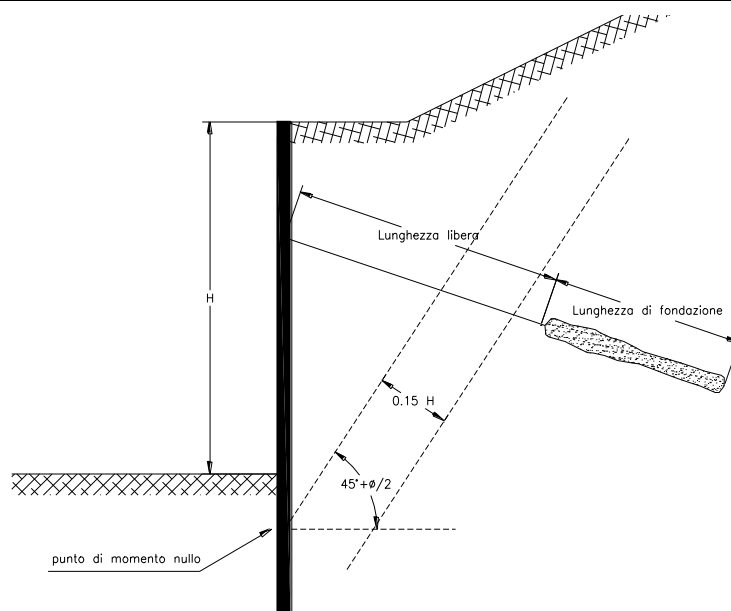


Figura 9.7 – Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti.

Le azioni sui tiranti, ricavate da analisi con combinazioni A1+M1 e Sisma STR, sono riassunte in Tabella 9.5.

| Combinazione | N_{ED} [kN] (I ORDINE) | N_{ED} [kN] (II ORDINE) |
|--------------|-----------------------------|------------------------------|
| SLU A1+M1 | 734.45 | 739.87 |

Tabella 9.5 – Azioni sui tiranti.

In Tabella 9.6 è riportato il tiro massimo a SLU per un singolo trefolo del tirante.

| | | | | | | SLU | massimo tiro SLU |
|--------------------------|------|--------------------|-----------|-------------|------------|----------|------------------|
| Singolo trefolo a 7 fili | | Sezione | f_{ptk} | $f_{p(1)k}$ | γ_s | f_{yd} | N_{SLU} |
| Diametro nominale | (mm) | (mm ²) | (MPa) | (MPa) | -- | (MPa) | (kN) |
| Φ 0.6" | 15.2 | 139 | 1860 | 1670 | 1.15 | 1452 | 201.85 |

Tabella 9.6 – Caratteristiche di resistenza dei trefoli

Il valore limite si ottiene moltiplicando il valore precedente per il numero di trefoli, in questo caso 5.

Risulta:

$$5 \text{ trefoli} \quad N_{RD} = 201.85 \times 5 = 1009 \text{ kN} > N_{ED}$$

Confrontando i valori di resistenza N_{RD} con i valori sollecitanti di progetto N_{ED} le verifiche risultano soddisfatte per entrambi gli ordini di tiranti.

9.1.3. Verifiche geotecniche sui tiranti

Con riferimento alle indicazioni contenute nel par. 6.6 delle NTC2008 si valuta la resistenza allo sfilamento con metodi di calcolo analitici a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati delle prove in sito e/o di laboratorio.

La resistenza di calcolo è valutata con la formula di Bustamante-Doix che prevede:

$$R_{\text{calcolo}} = \pi \cdot \alpha \cdot D \cdot L \cdot q_s$$

con:

α coefficiente amplificativo che tiene conto dell'incremento della sezione del bulbo per iniezioni multiple e ripetute;

D diametro del foro da cui viene realizzato il bulbo;

L lunghezza del bulbo di ancoraggio ;

q_s resistenza disponibile lungo la superficie di contatto tra bulbo e terreno.

I valori relativi al parametro α e alla resistenza tangenziale q_s sono stati presi in accordo alle esperienze di Bustamante-Doix in terreni analoghi nell'ipotesi di realizzare i bulbi con iniezioni multiple e ripetute (I.R.S).

Per tale opera i bulbi di ancoraggio dei tiranti ricadono nelle sabbie limose.

| SOLS | Coefficient α | | Quantité minimale de coulis conseillée V_i |
|--------------------------------|----------------------|-----------|------------------------------------------------------------------------------|
| | IRS* | IGU** | |
| Grave | 1,8 | 1,3 à 1,4 | 1,5 V_s^* |
| Grave sableuse | 1,6 à 1,8 | 1,2 à 1,4 | 1,5 V_s |
| Sable graveleux | 1,5 à 1,6 | 1,2 à 1,3 | 1,5 V_s |
| Sable grossier | 1,4 à 1,5 | 1,1 à 1,2 | 1,5 V_s |
| Sable moyen | 1,4 à 1,5 | 1,1 à 1,2 | 1,5 V_s |
| Sable fin | 1,4 à 1,5 | 1,1 à 1,2 | 1,5 V_s |
| Sable limoneux | 1,4 à 1,5 | 1,1 à 1,2 | { 1,5 à 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU |
| Limon | 1,4 à 1,6 | 1,1 à 1,2 | { 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU |
| Argile | 1,8 à 2 | 1,2 | { 2,5 à 3 V_s pour IRS 1,5 à 2 V_s pour IGU |
| Marne | 1,8 | 1,1 à 1,2 | 1,5 à 2 V_s pour couche compacte |
| Marno-calcaire | 1,8 | 1,1 à 1,2 | |
| Craie altérée ou fragmentée | 1,8 | 1,1 à 1,2 | 2 à 6 V_s ou plus, si couche fracturée |
| Rocher altéré ou fragmenté | 1,2 | 1,1 | 1,1 à 1,5 V_s si couche finement fissurée 2 ou plus si couche fracturée |

V_s : volume du bulbe de scellement.
IRS : injection répétitive et sélective.
IGU : injection globale en presse unifiée.

* : avec $p_i \geq p_f$
** : avec $0,5 p_f < p_i < p_f$

Figura 9.8 - Valori dei coefficienti α per il calcolo del diametro di perforazione di un tirante

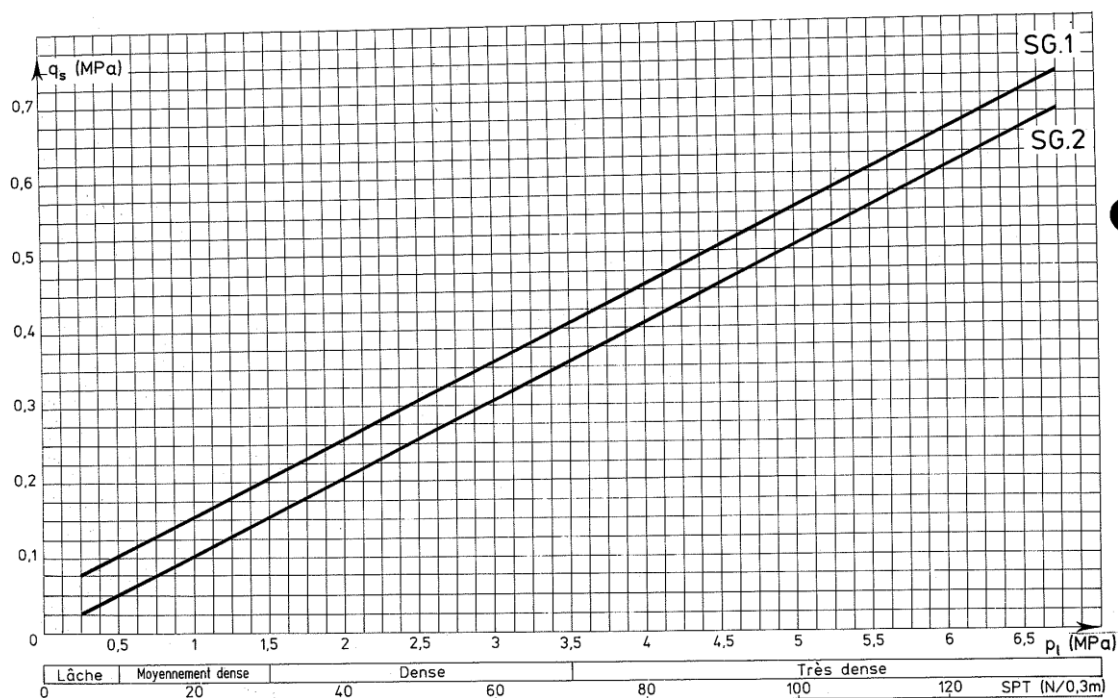


Figura 9.9 - Grafici per il calcolo di q_s in sabbie e ghiaie.

Per la valutazione dell'aderenza tangenziale malta-terreno nelle sabbie e ghiaie è stato considerato il grafico relativo alle sabbie e ghiaie ed in particolare la curva SG.1 relativa a pressioni multiple e ripetute (I.R.S.). E' stato quindi assunto un valore di calcolo di αq_s pari a 280 kPa che deriva dai seguenti valori:

$$N_{spt} \approx 40$$

$$q_s = 200 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 1.4$$

Le lunghezze dei bulbi dovranno essere confermate o modificate a seguito di un adeguato campo prova secondo quanto indicato al § 6.6.4 del D.M. 14/01/2008.

la resistenza di progetto allo sfilamento del tirante R_{ad} è valutata come:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,t}}$$

con:

$\gamma_{ra,t}$ coefficiente parziale per tiranti permanenti assunto pari a 1.2;

R_{ak} resistenza caratteristica allo sfilamento, valutata come:

$$R_{ak} = \frac{R_{calcolo}}{\xi_{a,3}}$$

con:

ξ_{a3} fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di profili d'indagine;

La Tabella 9.7 contiene i dati di progetto e fornisce il valore di R_{ad} per una lunghezza unitaria del bulbo ($L=1.0$ m).

| αQ_s | D | ξ_{a3} | γ_R | R_{ak} | R_{ad} |
|--------------|------|------------|------------|----------|----------|
| (MPa) | (mm) | -- | -- | (kN/m) | (kN/m) |
| 0.28 | 180 | 1.8 | 1.1 | 87.96 | 79.97 |

Tabella 9.7 – Caratteristiche di resistenza dei bulbi.

Assumendo una lunghezza del bulbo pari a $L_f = 12.00$ m risulta:

$$R_{ad} = 960 \text{ kN}$$

Per la verifica del bulbo di ancoraggio bisogna assicurarsi che:

$$N_{Ed} \leq R_{ad}$$

Tale verifica risulta soddisfatta per entrambi gli ordini di tiranti.

9.1.4. Verifiche strutturali sulla trave di ripartizione dei tiranti

Per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio è stata utilizzata una trave composta da una coppia di profilati metallici del tipo HEB 200 (acciaio S355).

La verifica di tali elementi strutturali è stata eseguita secondo lo schema di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, che è pari all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi.

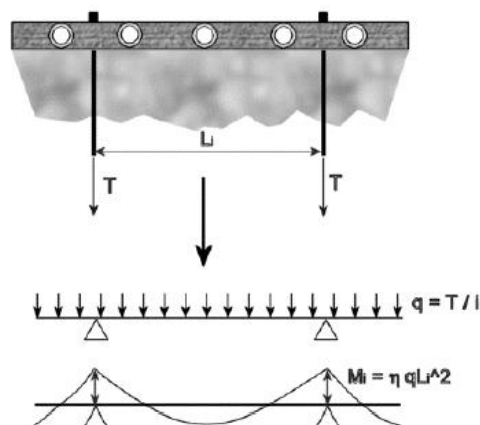


Figura 9.10– Trave di ripartizione: schema statico

Le sollecitazioni massime sulla trave saranno allora:

$$M = q L^2 / 10;$$

$$V = 0.6 q L;$$

essendo:

L = luce della campata, ovvero interasse tra i tiranti (in questo caso 2.8 m);

q = massima reazione del tirante a metro lineare considerando i vari stati limite.

La verifica delle travi di ripartizione in acciaio dei tiranti vengono condotte in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, con riferimento al criterio indicato nel par.4.2.4.1.2 del D.M. 14/01/2008.

In Tabella 9.8 sono riassunte le massime sollecitazioni agli SLU a cui sono soggette le travi di ripartizione.

| ordine | Combinazione | N_{ED} | q | passo | Travi | M_{MAX} | V_{MAX} |
|--------|--------------|----------|--------|-------|-----------|-----------|-----------|
| | | [kN] | [kN/m] | [m] | [-] | [kNm] | [kN] |
| I° | SLU A1+M1 | 734.5 | 262.3 | 2.8 | 2 HEB 200 | 205.6 | 440.7 |
| II° | SLU A1+M1 | 739.9 | 264.2 | 2.8 | 2 HEB 200 | 207.2 | 443.9 |

Tabella 9.8 – Massime sollecitazioni nella trave di ripartizione.

Adottando due profili accoppiati su ciascun profilo agirà:

$$M_{Ed} = \frac{M_{max}}{2}; \quad V_{Ed} = \frac{V_{max}}{2}$$

Il valore della tensione ideale è calcolato come:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{ED}^2 + 3\tau_{ED}^2}$$

dove:

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{W}; \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{s_a \cdot h_1}$$

in cui:

W = Modulo di resistenza del profilo;

s_a = Spessore anima del profilo;

h_1 = Altezza anima del profilo.

per la verifica delle travi di ripartizione bisogna quindi assicurarsi che:

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 338 \text{ MPa}$$

In Tabella 9.9 sono riportati i risultati delle analisi precedentemente illustrate considerando un profilato HEB 200 e le sollecitazioni relative al secondo ordine di tiranti. Le verifiche risultano soddisfatte.

| M_{Ed} | V_{Ed} | W | Sa | h_1 | σ_{ED} | τ_{ED} | σ_{ID} | f_{yd} |
|----------|----------|--------------------|------|-------|---------------|-------------|---------------|----------|
| [kNm] | [kN] | [cm ³] | [mm] | [mm] | [MPa] | [MPa] | [MPa] | [MPa] |
| 103.6 | 222.0 | 569.6 | 9.0 | 170 | 181.9 | 145.1 | 310.2 | 338.1 |

Tabella 9.9 – Verifica travi di ripartizione dei tiranti composte da profilati HEB 200.

9.1.5. Verifiche geotecniche

La verifica del complesso opera-terreno risulta soddisfatta in quanto in ogni momento la spinta mobilitata risulta inferiore della spinta disponibile. In Tabella 9.10 sono riportate le spinte mobilitate e disponibili per i vari stage.

| | stage 2 (A2+M2) | stage 4 (A2+M2) | stage 6 (A2+M2) |
|---------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Spinta mobilitata [kN/m] | 3405.3 | 2689 | 1488.4 |
| Spinta disponibile [kN/m] | 12737 | 7597.3 | 2297 |
| Rapporto spinte | 0.27 | 0.35 | 0.65 |

Tabella 9.10 – Riassunto spinte mobilitate e disponibili.

In Figura 9.11 è riportata l'analisi di stabilità globale del fronte di scavo eseguita con il metodo di Bishop. Le analisi sono state svolte con la combinazione A2+M2. Il coefficiente di sicurezza ricavato è riportato in Tabella 9.11, la verifica risulta soddisfatta in quanto maggiore di 1.1.

| Combinazione | FS |
|--------------|-------|
| A2+M2 | 1.974 |

Tabella 9.11 - Coefficienti di sicurezza ricavati dalle analisi di stabilità globale del fronte di scavo.

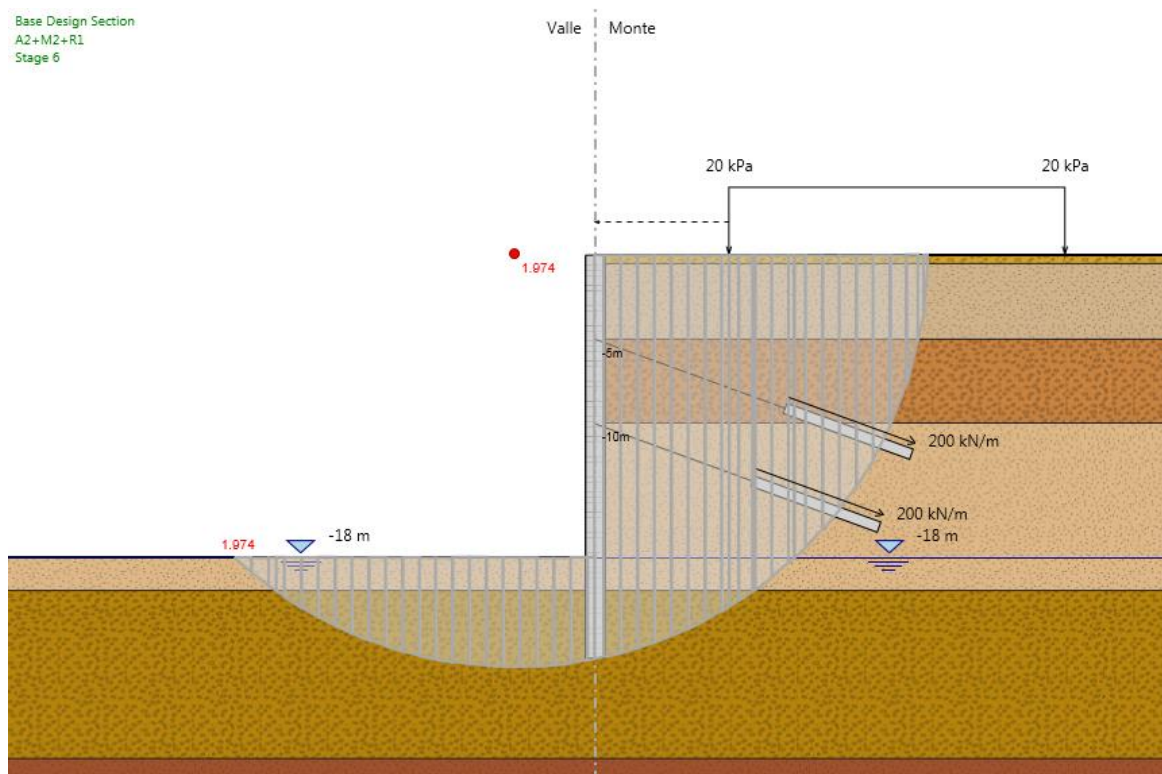


Figura 9.11 - Verifica di stabilità globale del fronte di scavo, combinazione A2+M2.

9.1.6. Deformazioni

Le deformazioni in fase realizzativa e in esercizio dell'opera sono state valutate con la combinazione SLE per le fasi 2, 4 e 6, i risultati sono riportati in Tabella 9.12 e nelle successive figure.

| Combinazione SLE | Spostamento massimo [mm] |
|------------------|--------------------------|
| stage 2 | 1.7 |
| stage 4 | 1.9 |
| stage 6 | 4 |

Tabella 9.12 – Spostamenti massimi della paratia in condizioni SLE.

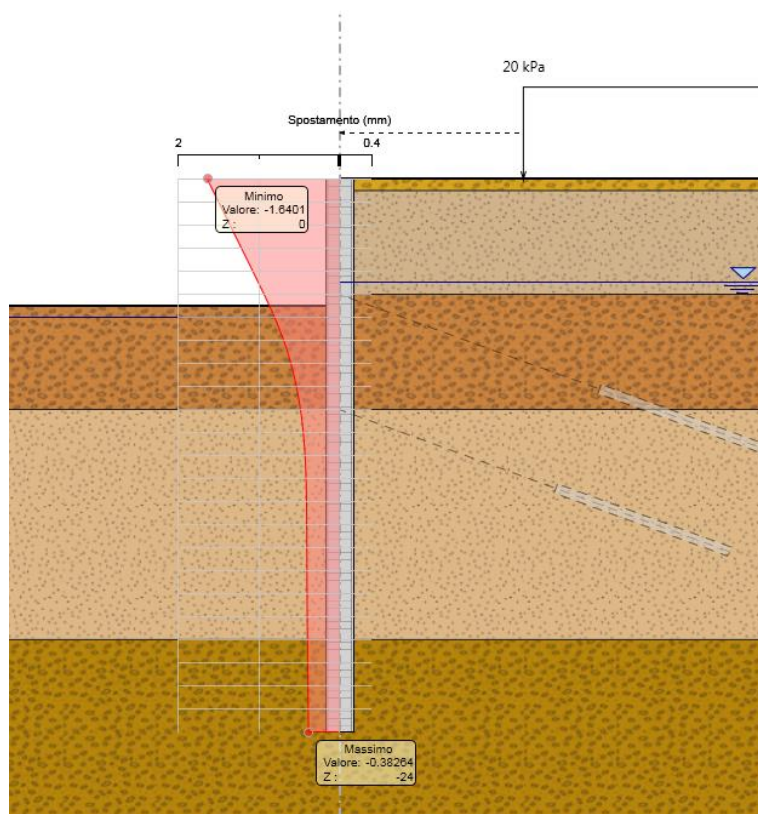


Figura 9.12 – Spostamenti durante lo stage 2.

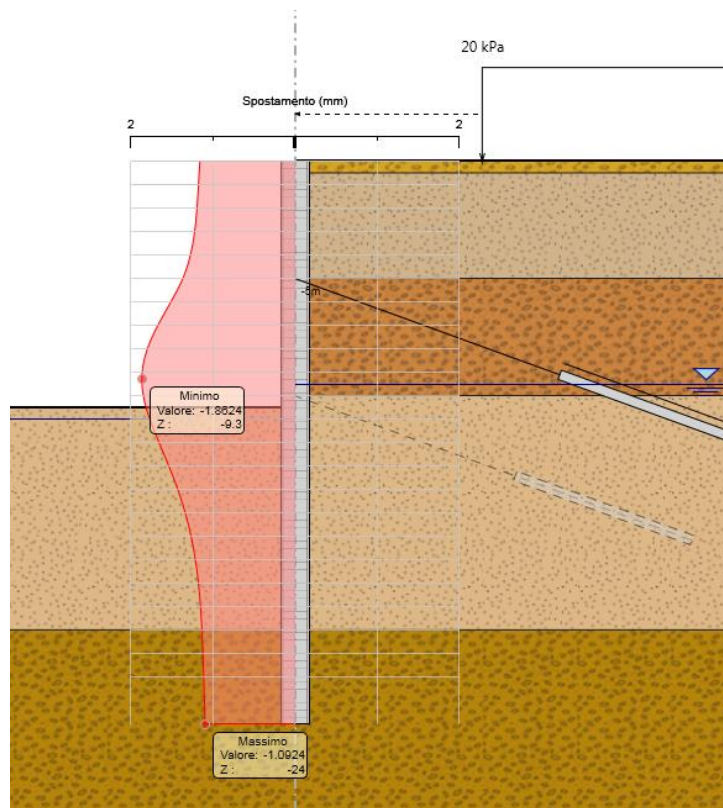


Figura 9.13 – Spostamenti durante lo stage 4.

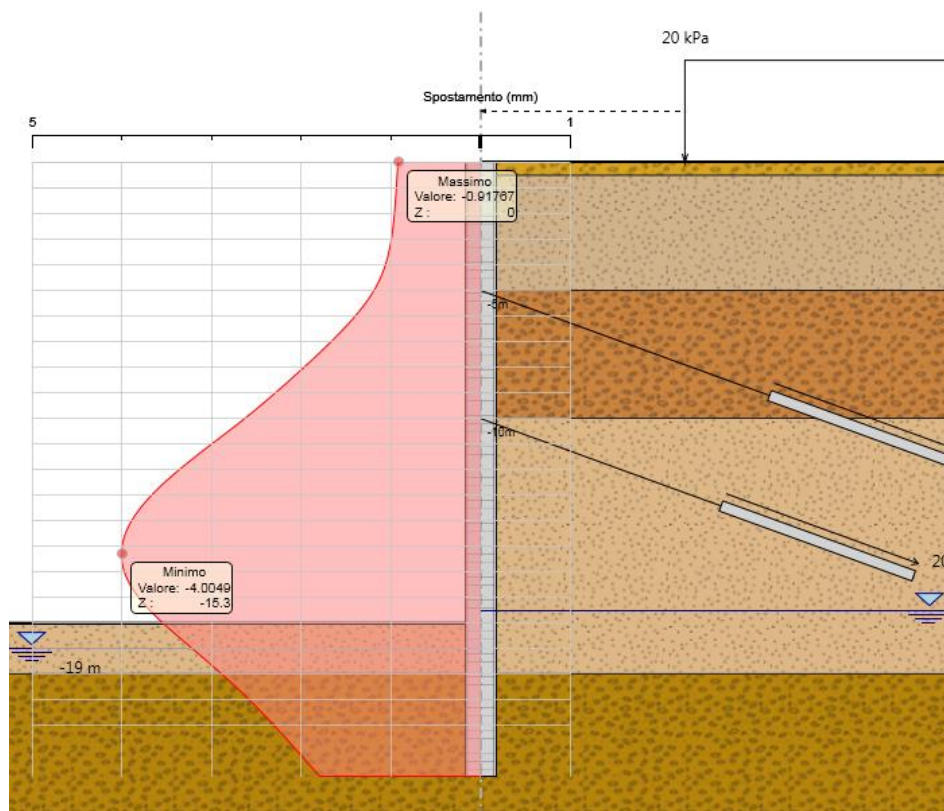


Figura 9.14 – Spostamenti durante lo stage 6.

9.2. Doppia paratia contrastata Pk 142+946.20÷Pk 143+104.23 - H = 20.5 m

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

In Figura 9.15 si riporta la sezione di verifica del modello nella configurazione finale.

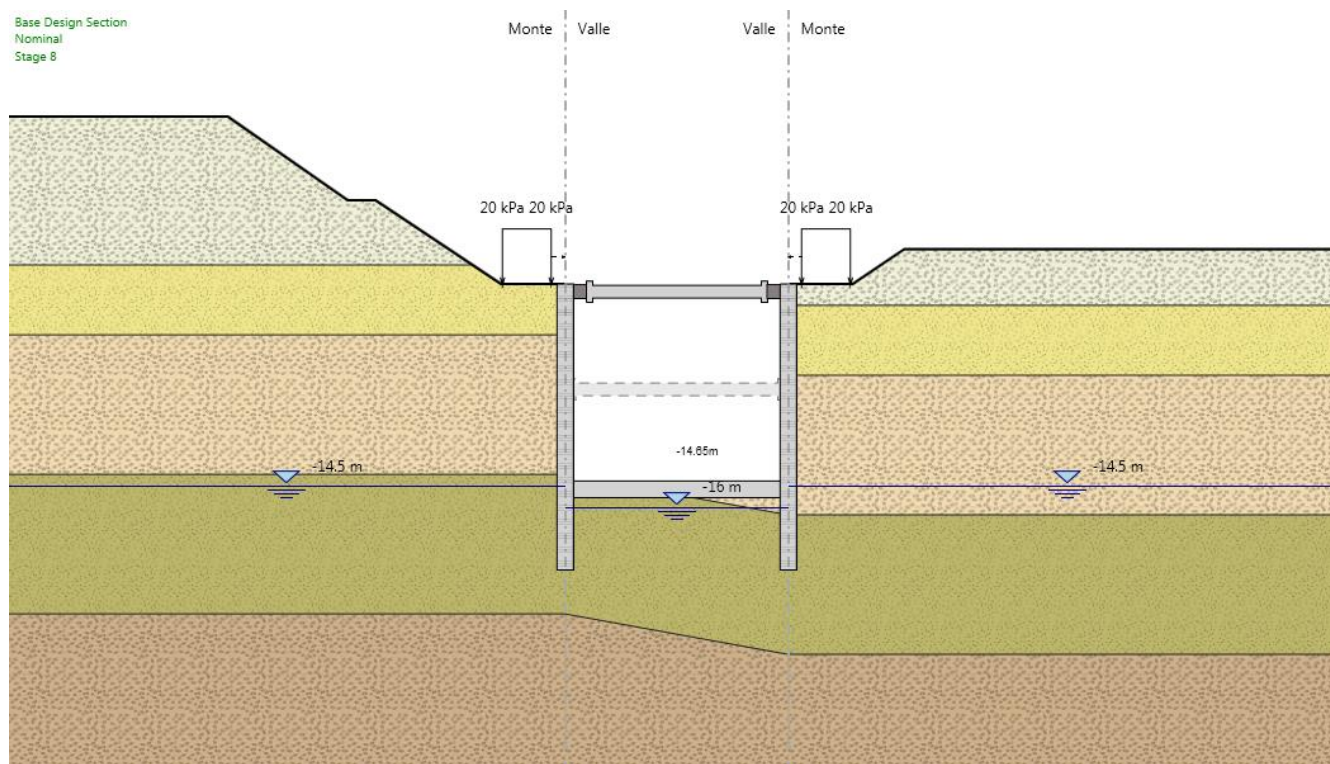


Figura 9.15 – Sezione di verifica per la paratia con altezza 20.5 m nella configurazione finale.

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, i sovraccarichi a tergo, i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli.

È stato considerato un carico accidentale pari a 20 kPa ai lati della paratia per l'eventuale passaggio di mezzi di cantiere.

La posizione della falda, durante le fasi di scavo e in esercizio, è stata valutata tenendo conto della presenza del sistema di abbattimento della falda con i pozzi drenanti. Non si è comunque considerato un abbattimento totale, ma per ogni stage di calcolo, si è tenuto sul lato a monte un livello di 1.5 m superiore rispetto il livello di valle (interno alla paratia) posizionato a 1 m al di sotto del piano di scavo.

| | |
|-------------------------------------|---------------------------------|
| Tipologia | Pali ϕ 1200 mm passo 1.4 m |
| Altezza totale paratia | 20.5 m |
| Altezza di scavo paratia | 15.25 m |
| Ordini di puntoni | 2 |
| Passo orizzontale puntoni | 5 m |
| Inclinazione piano campagna a monte | 2/3 |
| Inclinazione piano campagna a valle | - |
| Sovraccarichi permanenti a monte | Terreno in sito |
| Sovraccarichi permanenti a valle | - |
| Sovraccarichi variabili a monte | 20 kPa |
| Sovraccarichi variabili a valle | - |

Tabella 9.13 - Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi.

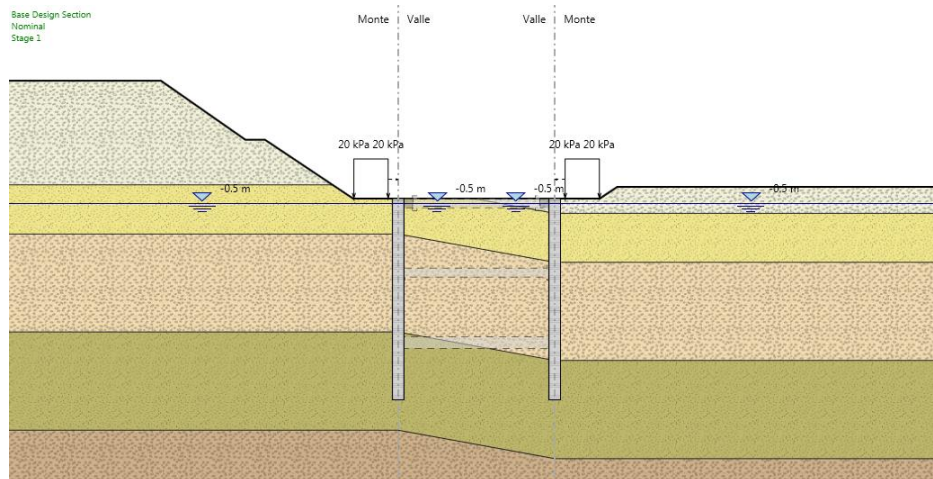
| Terreno (m da p.c.) | $\gamma_{dry}/\gamma_{sat}$ | c_k | ϕ'_k | δ | E' | E'_{ur} | k_o | K_a | K_p |
|------------------------|-----------------------------|-------|--------------|--------------|-------|-----------|--------|---------|---------|
| | (kN/m^3) | (kPa) | ($^\circ$) | ($^\circ$) | (MPa) | (MPa) | M1(M2) | M1(M2) | M1(M2) |
| 0÷5 | 18.9/21.8 | 10 | 37 | 24.42 | 100 | 250 | 0.76 | 0.205 | 7.564 |
| | | | | | | | 0.76 | (0.266) | (4.978) |
| 5÷10 | 19.6/22.2 | 30 | 37 | 24.42 | 130 | 325 | 0.76 | 0.205 | 7.564 |
| | | | | | | | 0.76 | (0.266) | (4.978) |
| 10÷20 | 19.6/22.2 | 50 | 36 | 23.76 | 160 | 400 | 0.75 | 0.214 | 7.017 |
| | | | | | | | 0.75 | (0.277) | (4.689) |
| 20÷30 | 19.6/22.2 | 60 | 36 | 23.76 | 160 | 400 | 0.74 | 0.224 | 6.522 |
| | | | | | | | 0.74 | (0.288) | (4.424) |
| >30 | 19.6/22.2 | 60 | 36 | 23.76 | 160 | 400 | 0.75 | | |
| | | | | | | | 0.75 | | |

γ = peso dell'unità di volume
 c'_k = coesione efficace (valore caratteristico)
 ϕ'_k = angolo di resistenza al taglio (valore caratteristico)
 δ = angolo d'attrito struttura/terreno
 E' = modulo di Young
 E'_{ur} = modulo di Young (scarico/ricarico)
 k_o = coefficiente di spinta a riposo
 K_a = coefficiente di spinta attiva
 K_p = coefficiente di resistenza passiva

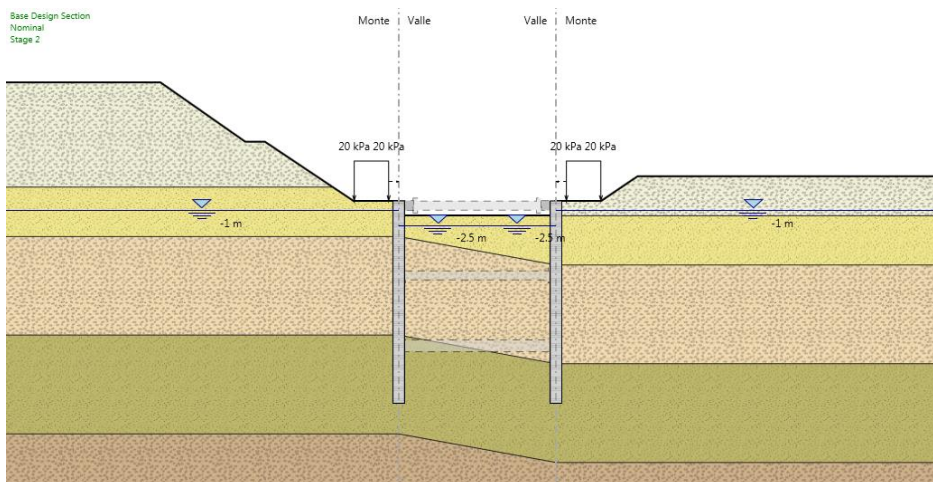
Tabella 9.14 - Parametri geotecnici caratteristici.

Le fasi di calcolo considerate sono le seguenti:

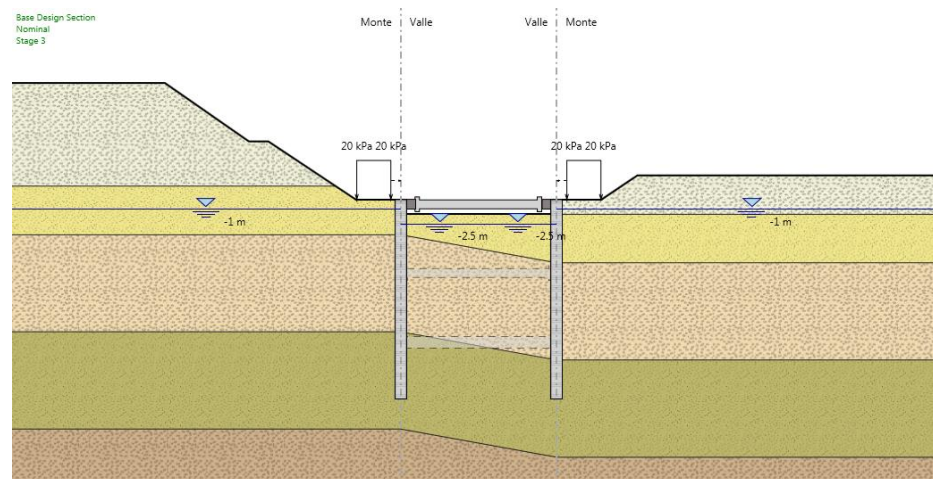
Fase 1 – Step geostatico in cui risultano già eseguiti i pali e lo sbancamento del terreno originario;



Fase 2 – Realizzazione scavo a -1.5 m;



Fase 3 – Installazione del primo ordine di puntone asse a -0.5 m;



Doc. N.

Progetto
INOR

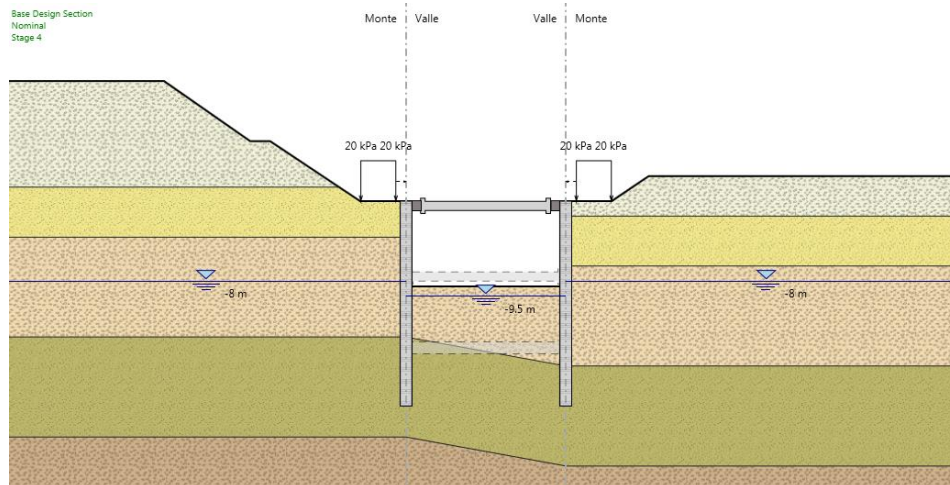
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 170 1 001

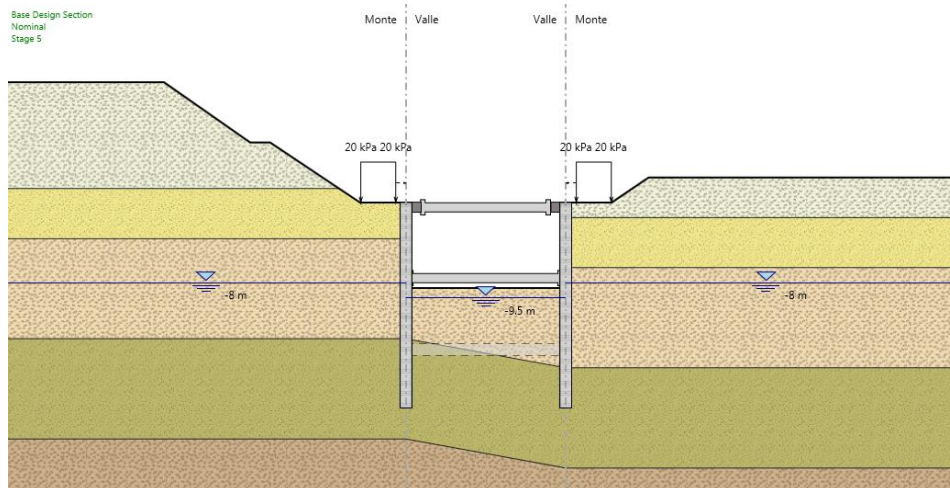
Rev.
A

Foglio
47 di 84

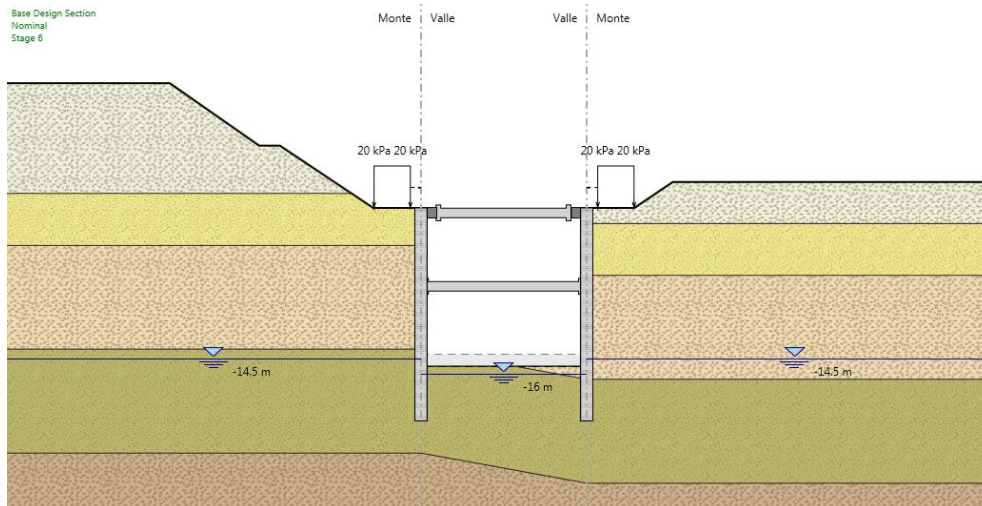
Fase 4 – Scavo fino a -8.5 m;



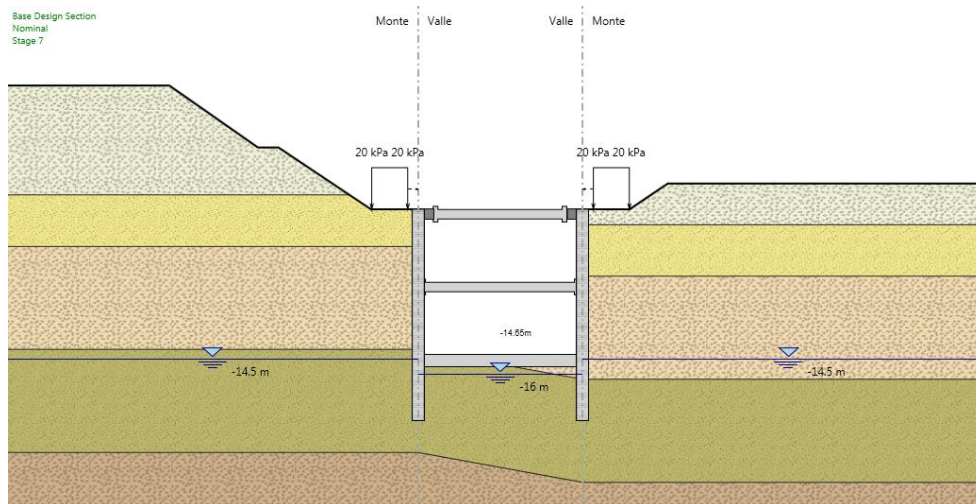
Fase 5 – Installazione del secondo ordine di puntoni asse a -7.5 m;



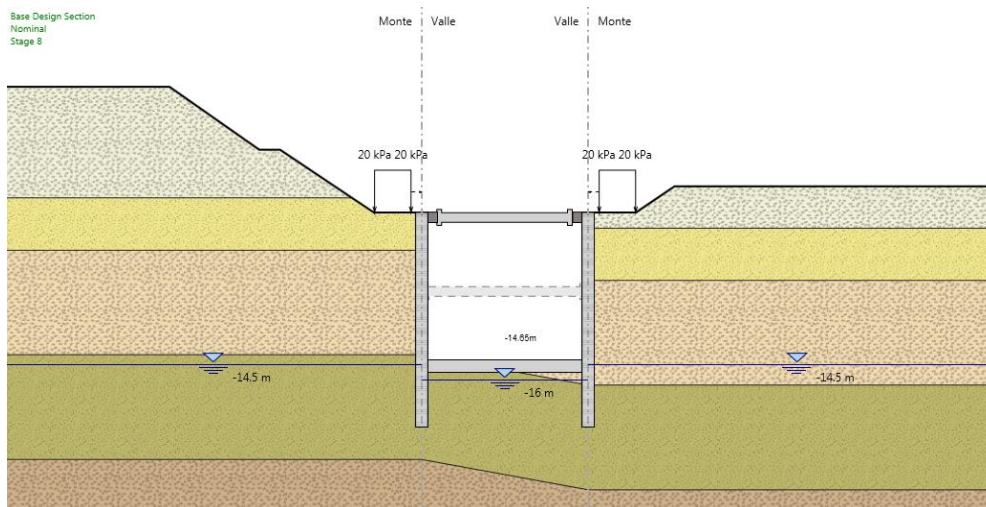
Fase 6 – Scavo fino a -15.25 m;



Fase 7 – Realizzazione del solettone di fondazione della galleria artificiale;



Fase 8 – Rimozione del secondo ordine di puntoni.



9.2.1. Verifiche strutturali dei pali

Le verifiche sono condotte secondo le disposizioni del par. 4.1.2.1 delle NTC2008.

Si riportano di seguito i grafici del momento flettente in Figura 9.16 e del taglio in Figura 9.17 valutati con la combinazione SLU A1+M1 per le fasi di calcolo 4, 6 e 8.

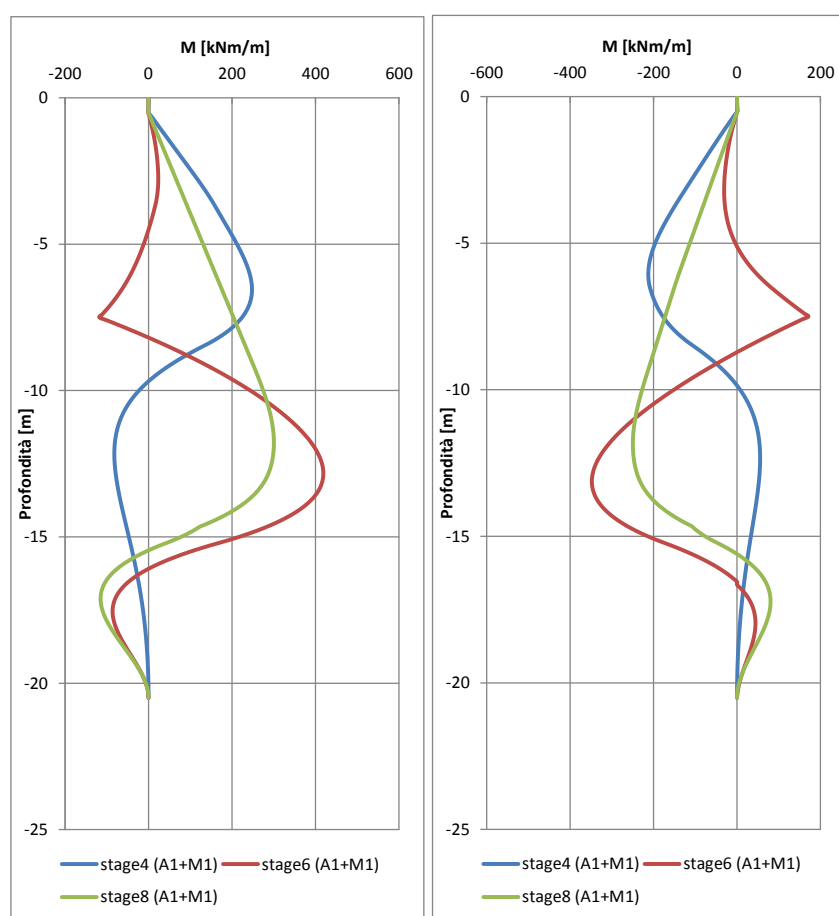


Figura 9.16 – Andamento del momento flettente per la combinazione SLU A1+M1 nei pali della paratia di destra e di sinistra per le fasi di calcolo 4, 6 e 8.

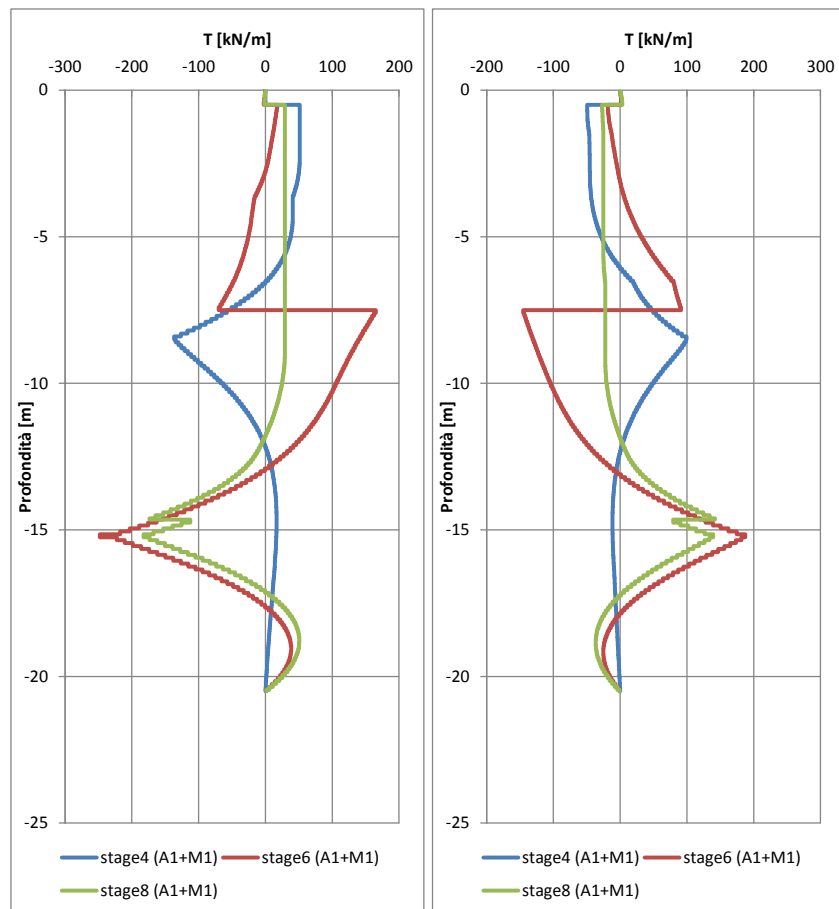


Figura 9.17 – Andamento del taglio per la combinazione SLU A1+M1 nei pali della paratia di destra e di sinistra per le fasi di calcolo 4, 6 e 8.

In Tabella 9.15 sono riportate le caratteristiche della gabbia di armatura dei pali, le resistenze e le sollecitazioni massime della sezione. I pali delle paratie su entrambi i lati, destro e sinistro, verranno armati con le medesime gabbie di armatura, le sollecitazioni massime considerate sono quelle dei pali della paratia di sinistra che risultano essere maggiormente sollecitati.

Nella valutazione del momento resistente, si è cautelativamente considerato uno sforzo normale nullo, in Figura 9.18 è riportato il dominio di resistenza della sezione.

Per il calcolo del taglio resistente della sezione è stato utilizzato il metodo proposto da Clarke-Birjandi (1993) per il calcolo dell'altezza utile della sezione.

| Gabbia | As | Spirale | L_{gabbia} | M_{RD}^{SLU} | V_{RD}^{SLU} | M_{ED}^{SLU} | V_{ED}^{SLU} |
|-------------|--------------|--------------|--------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | | [m] | [kNm] | [kN] | [kNm] | [kN] |
| 1 (0-20.5m) | 20 ϕ 22 | ϕ 12/20 | 20.5 | 1421 | 931 | 586 | 347 |

Tabella 9.15 – Armatura dei pali e relative resistenze e sollecitazioni massime della sezione.

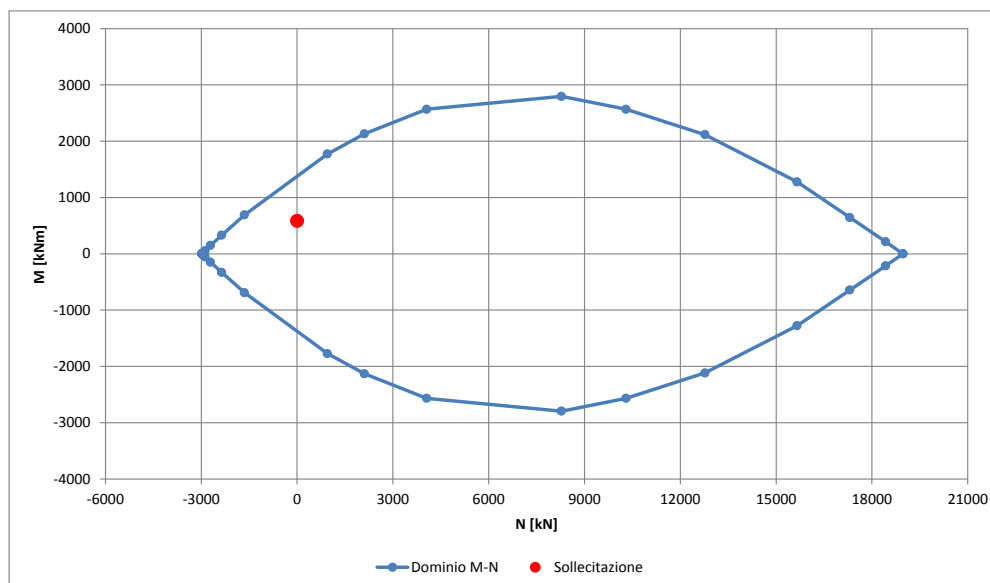


Figura 9.18 – Dominio M-N della sezione e sollecitazione massima.

Per tutte le combinazioni di carico le verifiche risultano soddisfatte in quanto $M_{Rd} > M_{Ed}$ e $V_{Rd} > V_{Ed}$.

9.2.2. Verifiche strutturali dei puntoni

Le opere di contrasto previste per la paratia sono composte da due ordini di puntoni, posizionati a -0.5 e a -7.5 m dalla testa dei pali, e dal solettone di fondazione della galleria artificiale eseguito a fondo scavo.

I puntoni sono costituiti da profili tubolari in acciaio S355 del diametro esterno di 762 mm e spessore di 31.75 mm, della lunghezza di 15.40 m e 14.75 m rispettivamente per quelli del primo e secondo ordine.

I puntoni sono verificati a compressione ed instabilità considerando oltre alla sollecitazione trasmessa dalla paratia anche la sollecitazione termica, e le sollecitazioni di taglio e momento dovuti al peso proprio dei puntoni stessi.

Il solettone di fondazione è verificato considerando la sollecitazione assiale e la sola resistenza del calcestruzzo.

In Tabella 9.16 sono riportate le sollecitazioni calcolate per gli elementi di contrasto della paratia.

| | Sollecitazione assiale [kN/m] | Sollecitazione assiale [kN] | Sollecitazione assiale termica [kN] | Carico distribuito peso proprio [kN/m] | M_{Ed} [kNm] | V_{Ed} [kN] |
|-----------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------------|----------------------------------------|----------------|---------------|
| Puntone 1 | 55 | 274 | 4130 | 5.73 | 183.2 | 45.8 |
| Puntone 2 | 248 | 1241 | 4130 | 5.73 | 183.2 | 45.8 |
| Solettone | 66 | - | - | - | - | - |

Tabella 9.16 –Sollecitazioni negli elementi di contrasto.

L'incremento dello sforzo assiale dovuto agli effetti termici nei puntoni è calcolato come:

$$N_T = \alpha_T * \delta_T * E * A * \psi_0 * \gamma_Q$$

dove:

α_T è il coefficiente di dilatazione termica dell'acciaio $1.2 \cdot 10^{-5} \text{ 1/C}^\circ$

δ_T è la variazione di temperatura 25 C°

E è il modulo elastico dell'acciaio 210000 MPa

A è l'area della sezione del puntone 0.073 m²

ψ_0 e γ_Q sono i coefficienti di combinazione e parziali per le azioni, pari a 0.6 e 1.5.

Di seguito si riportano riassunti i risultati delle verifiche:

| Combinazione | Ncr | λ | ϕ | χ | $N_{b,RD}$ | N_{ED} | FS instabilità |
|--------------|-------|-----------|--------|--------|------------|----------|----------------|
| | [kN] | [-] | [-] | [-] | [kN] | [kN] | [-] |
| A1+M1+R1 | 47954 | 0.73 | 0.83 | 0.83 | 20466 | 4404 | 0.215 |

Tabella 9.17 – Verifica di instabilità del primo puntone alla profondità di 0.5 m.

| Combinazione | A | N_{RD} | N_{ED} |
|--------------|-------------------|----------|----------|
| | [m ²] | [kN] | [kN] |
| A1+M1+R1 | 0.073 | 24627 | 4404 |

Tabella 9.18 - Verifica a compressione del primo puntone alla profondità di 0.5 m.

| Combinazione | W | M_{RD} | M_{ED} |
|--------------|-------------------|----------|----------|
| | [m ³] | [kNm] | [kNm] |
| A1+M1+R1 | 0.0169 | 5728 | 183 |

Tabella 9.19 - Verifica a momento flettente dovuto al peso proprio del primo puntone alla profondità di 0.5 m.

| Combinazione | A | V_{RD} | V_{ED} |
|--------------|-------------------|----------|----------|
| | [m ²] | [kN] | [kN] |
| A1+M1+R1 | 0.046 | 9052 | 46 |

Tabella 9.20 - Verifica a taglio dovuto al peso proprio del primo puntone alla profondità di 0.5 m.

| Combinazione | Ncr | λ | ϕ | χ | $N_{b,RD}$ | N_{ED} | FS instabilità |
|--------------|-------|-----------|--------|--------|------------|----------|----------------|
| | [kN] | [-] | [-] | [-] | [kN] | [kN] | [-] |
| A1+M1+R1 | 50001 | 0.72 | 0.81 | 0.84 | 20651 | 5371 | 0.260 |

Tabella 9.21 – Verifica di instabilità del secondo puntone alla profondità di 7.5 m.

| Combinazione | A | N_{RD} | N_{ED} |
|--------------|-------------------|----------|----------|
| | [m ²] | [kN] | [kN] |
| A1+M1+R1 | 0.073 | 24627 | 5371 |

Tabella 9.22 - Verifica a compressione del secondo puntone alla profondità di 7.5 m.

| Combinazione | W | M_{RD} | M_{ED} |
|--------------|-------------------|----------|----------|
| | [m ³] | [kNm] | [kNm] |
| A1+M1+R1 | 0.0169 | 5728 | 183 |

Tabella 9.23 - Verifica a momento flettente dovuto al peso proprio del secondo puntone alla profondità di 7.5 m.

| Combinazione | A | V_{RD} | V_{ED} |
|--------------|-------------------|----------|----------|
| | [m ²] | [kN] | [kN] |
| A1+M1+R1 | 0.046 | 9052 | 46 |

Tabella 9.24 - Verifica a taglio dovuto al peso proprio del secondo puntone alla profondità di 7.5 m.

| Combinazione | N_{ED} | A | σ_{Ed} | f_{ck} |
|--------------|----------|---------------------|---------------|----------|
| | [kN/m] | [m ² /m] | [MPa] | [MPa] |
| A1+M1+R1 | 66.1 | 1.2 | 0.06 | 14.2 |

Tabella 9.25 – Verifica a compressione del solettone di fondazione.

Per tutti gli elementi le verifiche risultano soddisfatte.

9.2.3. Verifiche strutturali sulle travi di ripartizione dei puntoni

La forza assiale agente nei puntoni del primo ordine viene ripartita sulla paratia per mezzo della trave in c.a. di coronamento in testa ai pali, mentre per i puntoni del secondo ordine verrà utilizzata una trave composta da una coppia di profilati metallici del tipo HEB 300 in acciaio S355.

La verifica di tali elementi strutturali è stata eseguita secondo lo schema di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo puntone distribuito sulla sua zona di competenza, che è pari all'interasse orizzontale tra i puntoni stessi.

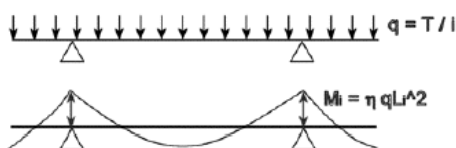


Figura 9.19– Schema statico della trave di ripartizione.

Le sollecitazioni massime sulla trave saranno allora:

$$M = q L^2 / 10;$$

$$V = 0.6 q L;$$

essendo:

L = luce della campata, ovvero interasse tra i puntoni, in questo caso pari a 5 m;

q = massima reazione del puntone a metro lineare considerando.

In Tabella 9.26 sono riassunte le massime sollecitazioni agli SLU a cui sono soggette le travi di ripartizione.

| Ordine puntoni | Combinazione | N_{ED} | q | passo | Travi | M_{MAX} | V_{MAX} |
|----------------|--------------|----------|--------|-------|--------------|-----------|-----------|
| | | [kN] | [kN/m] | [m] | [-] | [kNm] | [kN] |
| I° | A1+M1+R1 | 274.3 | 54.9 | 5 | c.a. 1.5x1.0 | 137.1 | 164.6 |
| II° | A1+M1+R1 | 1241.5 | 248.3 | 5 | 2 HEB 300 | 620.7 | 744.9 |

Tabella 9.26 – Massime sollecitazioni nella trave di ripartizione.

La trave di coronamento in c.a. in testa ai pali è prevista delle dimensioni di 1.5 x 1 m (base x altezza) armata con 12 $\phi 18$ correnti e 4 $\phi 10$ a passo 30 cm come staffe.

In Tabella 9.27 sono riassunti i risultati della verifica della trave di ripartizione del primo ordine di puntoni, e in Figura 9.20 il relativo dominio di resistenza.

| Ordine puntoni | As | Staffe | M_{RD}^{SLU} | V_{RD}^{SLU} | M_{ED}^{SLU} | V_{ED}^{SLU} |
|----------------|-------|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | | [kNm] | [kN] | [kNm] | [kN] |
| I° | 12φ18 | 4φ10/30 | 843 | 1248 | 137 | 165 |

Tabella 9.27 – Verifica della trave di ripartizione del primo ordine di puntoni.

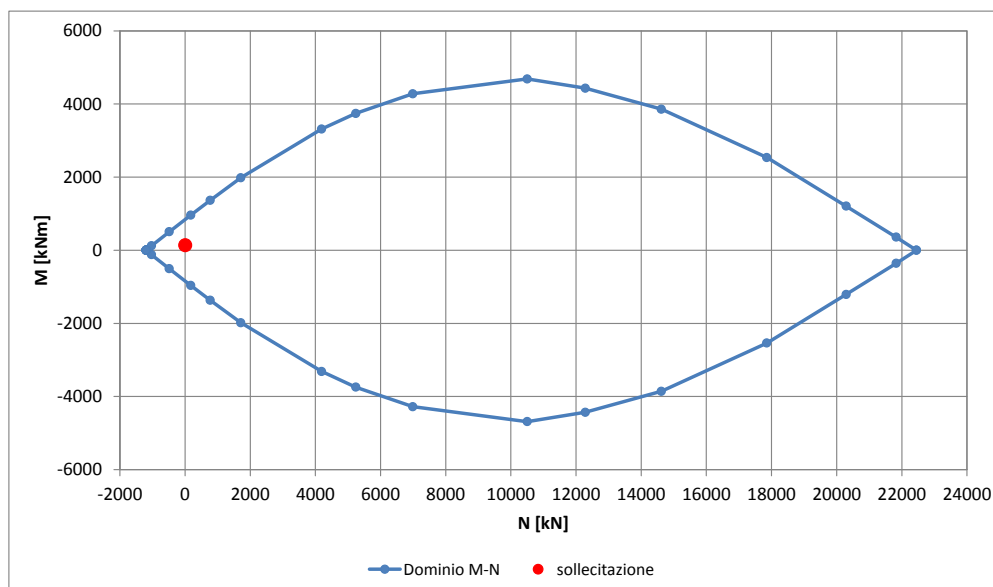


Figura 9.20 – Dominio di resistenza della trave di ripartizione del primo ordine di puntoni.

Per quanto riguarda il secondo ordine di puntoni, adottando due profili HEB 300 accoppiati, su ciascun profilo agir :

$$M_{Ed} = \frac{M_{\max}}{2}; \quad V_{Ed} = \frac{V_{\max}}{2}$$

Il valore della tensione ideale   calcolato come:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{ED}^2 + 3\tau_{ED}^2}$$

dove:

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{W}; \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{s_a \cdot h_1}$$

in cui:

W = Modulo di resistenza del profilo;

S_a = Spessore anima del profilo;

h₁ = Altezza anima del profilo.

per la verifica delle travi di ripartizione bisogna quindi assicurarsi che:

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 338 \text{ MPa}$$

In Tabella 9.28 sono riportati i risultati delle analisi precedentemente illustrate considerando un profilato HEB 180. Le verifiche risultano soddisfatte.

| Ordine puntoni | M_{Ed} | V_{Ed} | W | S_a | h_1 | σ_{ED} | τ_{ED} | σ_{ID} | f_{yd} |
|----------------|----------|----------|--------------------|-------|-------|---------------|-------------|---------------|----------|
| | [kNm] | [kN] | [cm ³] | [mm] | [mm] | [MPa] | [MPa] | [MPa] | [MPa] |
| II° | 310.4 | 372.4 | 1678 | 11.0 | 262 | 185.0 | 129.2 | 290.4 | 338.1 |

Tabella 9.28 – Verifica della trave di ripartizione del secondo ordine di puntoni composte da profilati HEB 300.

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.2.4. Verifiche geotecniche

La verifica del complesso opera-terreno risulta soddisfatta in quanto in ogni momento la spinta mobilitata risulta inferiore della spinta disponibile. In Tabella 9.29 sono riportate le spinte mobilitate e disponibili per le fasi 4, 6 e 8, sia per la paratia di sinistra che per la paratia di destra.

| Muro di sinistra | stage 4 (A2+M2) | stage 6 (A2+M2) | stage 8 (A2+M2) |
|---------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| Spinta mobilitata [kN/m] | 2507.2 | 1312.4 | 1256.1 |
| Spinta disponibile [kN/m] | 6521 | 1898.8 | 1898.8 |
| Rapporto spinte | 0.38 | 0.69 | 0.66 |
| Muro di destra | stage 4 (A2+M2) | stage 6 (A2+M2) | stage 8 (A2+M2) |
| Spinta mobilitata [kN/m] | 2148.5 | 1158.6 | 1103.6 |
| Spinta disponibile [kN/m] | 6503.1 | 1865.5 | 1865.5 |
| Rapporto spinte | 0.33 | 0.62 | 0.59 |

Tabella 9.29 – Riassunto spinte mobilitate e disponibili.

L'analisi di stabilità globale del fronte di scavo non è stata eseguita in quanto non ritenuta necessaria per via della vicinanza e della contrapposizione dei due fronti di scavo.

9.2.5. Deformazioni

Le deformazioni in fase realizzativa e in esercizio dell'opera sono state valutate con la combinazione SLE per le fasi 4, 6 e 8, riportate in Tabella 9.30 e nelle successive figure.

| Combinazione SLE | Paratia di sinistra Spostamento [mm] | Paratia di sinistra Spostamento [mm] |
|---------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|
| stage 4 | 1.7 | 1.4 |
| stage 6 | 3.5 | 2.9 |
| stage 8 | 3.9 | 3.3 |

Tabella 9.30 – Spostamenti massimi della paratia in condizioni SLE.

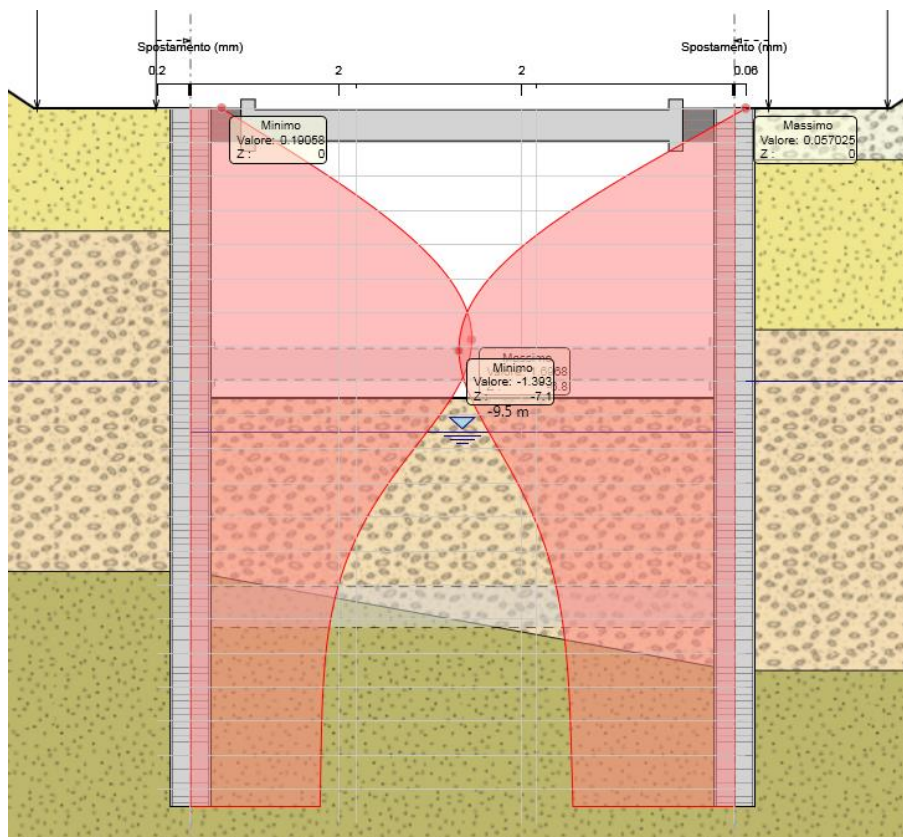


Figura 9.21 – Spostamenti durante lo stage 4.

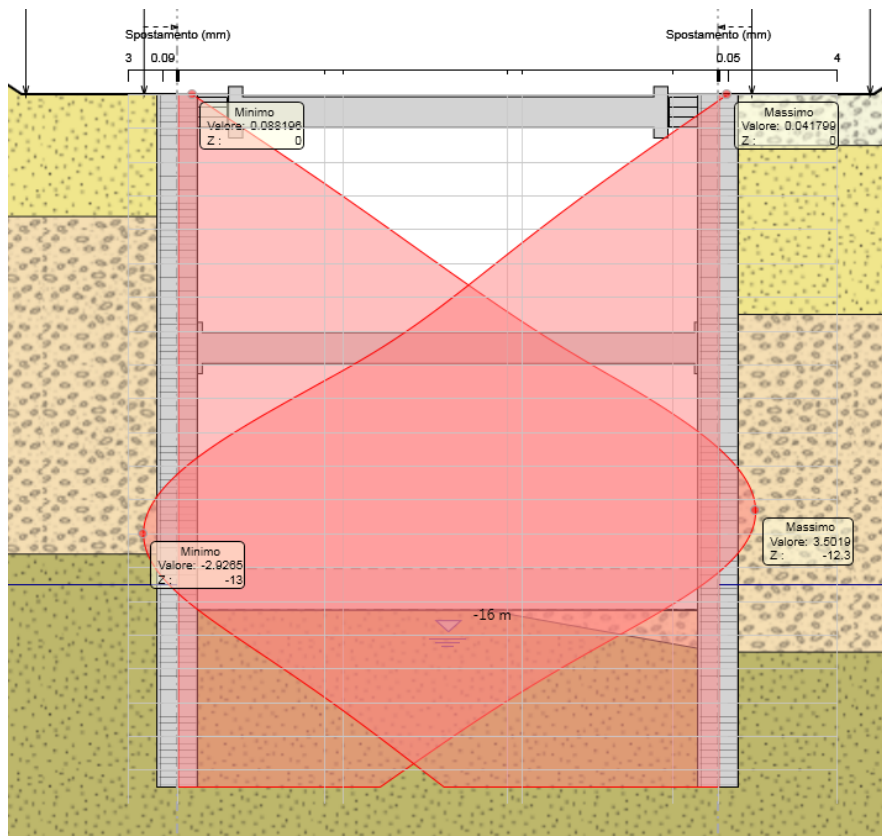


Figura 9.22 - Spostamenti durante lo stage 6.

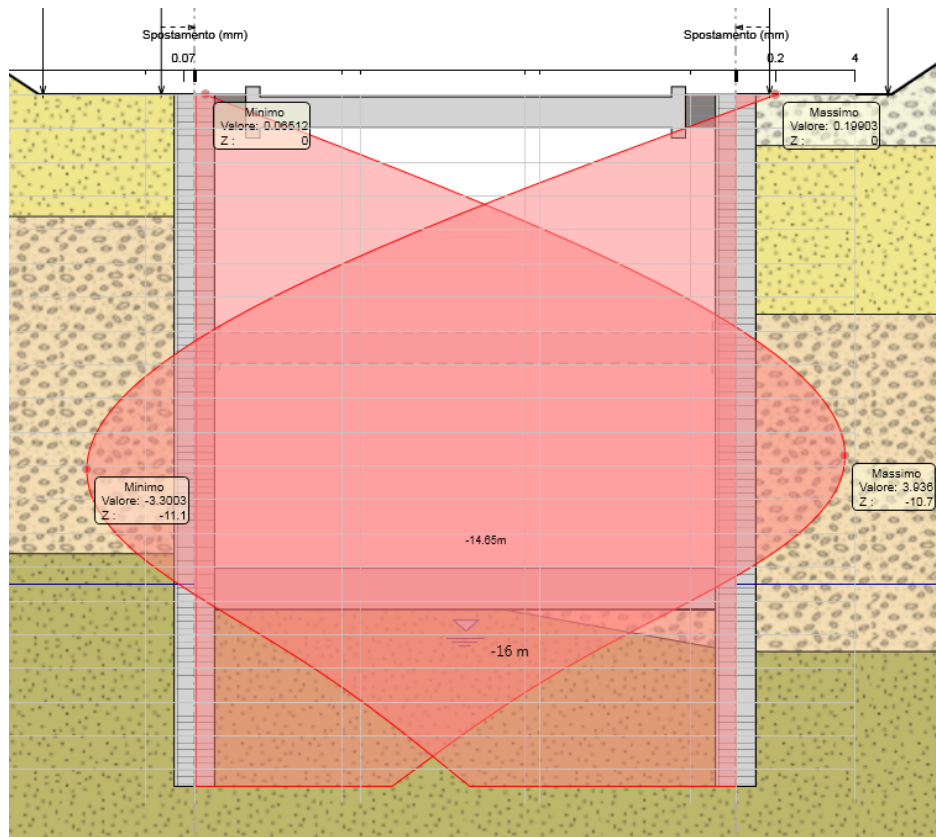


Figura 9.23 - Spostamenti durante lo stage 8.

9.3. Doppia paratia contrastata Pk 142+946.20÷Pk 143+104.23 - H = 21.5 m

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

In Figura 9.24 si riporta la sezione di verifica del modello nella configurazione finale.

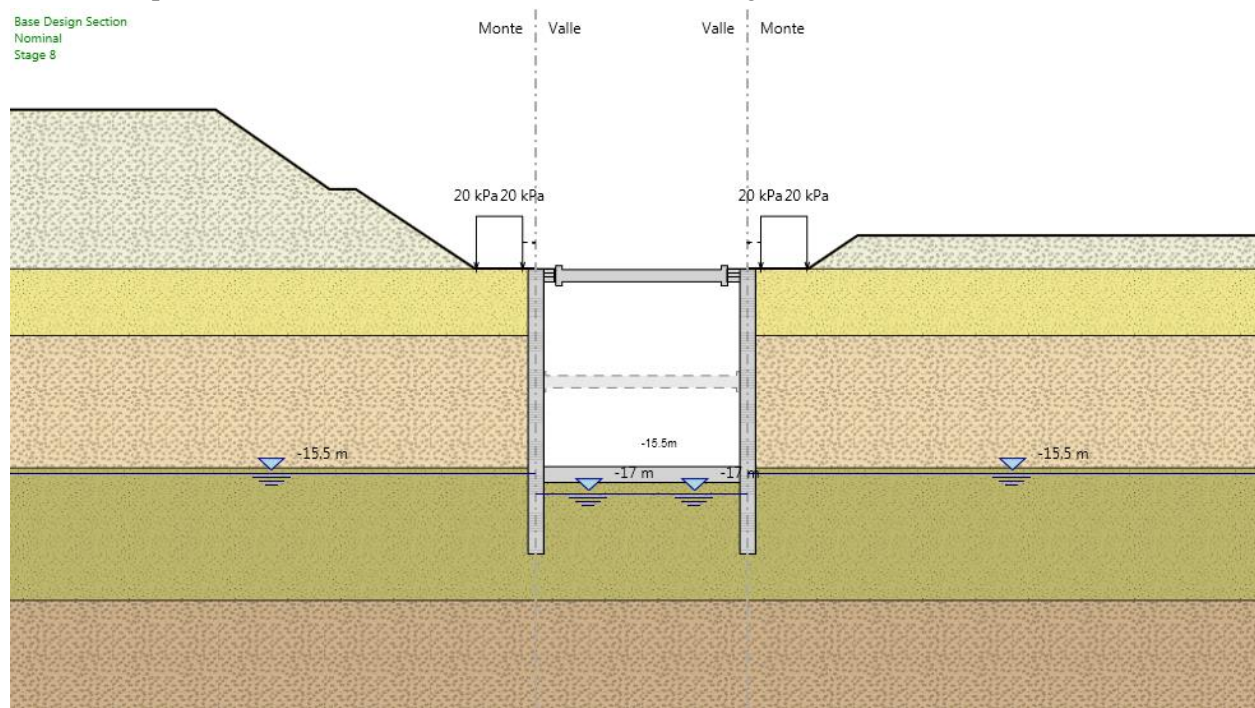


Figura 9.24 – Sezione di verifica per la paratia con altezza 21.5 m nella configurazione finale.

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, i sovraccarichi a tergo, i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli.

È stato considerato un carico accidentale pari a 20 kPa ai lati della paratia per l'eventuale passaggio di mezzi di cantiere.

La posizione della falda, durante le fasi di scavo e in esercizio, è stata valutata tenendo conto della presenza del sistema di abbattimento della falda con i pozzi drenanti. Non si è comunque considerato un abbattimento totale, ma per ogni stage di calcolo, si è tenuto sul lato a monte un livello di 1.5 m superiore rispetto il livello di valle (interno alla paratia) posizionato a 1 m al di sotto del piano di scavo.

| | |
|-------------------------------------|---------------------------------|
| Tipologia | Pali ϕ 1200 mm passo 1.4 m |
| Altezza totale paratia | 21.5 m |
| Altezza di scavo paratia | 16 m |
| Ordini di puntoni | 2 |
| Passo orizzontale puntoni | 5 m |
| Inclinazione piano campagna a monte | 2/3 |
| Inclinazione piano campagna a valle | - |
| Sovraccarichi permanenti a monte | - |
| Sovraccarichi permanenti a valle | - |
| Sovraccarichi variabili a monte | 20 kPa |
| Sovraccarichi variabili a valle | - |

Tabella 9.31 - Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi.

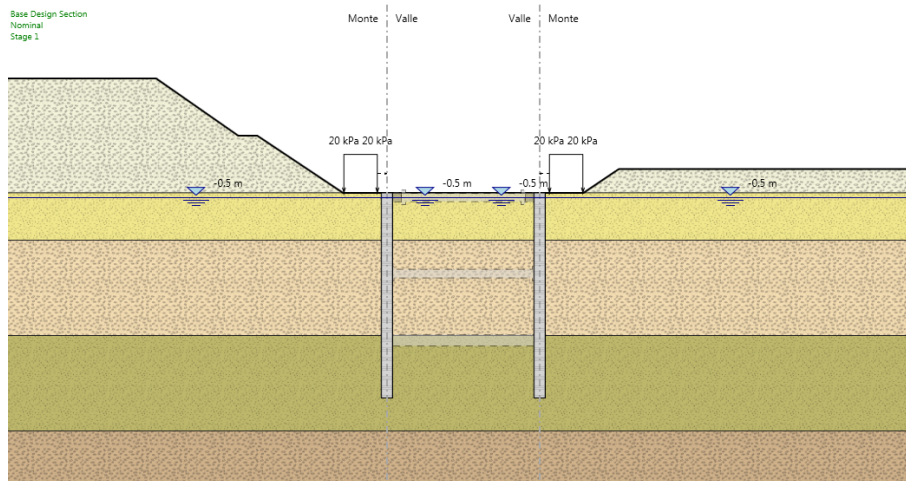
| Terreno (m da testa pali) | $\gamma_{dry}/\gamma_{sat}$ (kN/m ³) | c_k (kPa) | ϕ'_k (°) | δ (°) | E' (MPa) | E'_{ur} (MPa) | k_o M1(M2) | K_a M1(M2) | K_p M1(M2) |
|------------------------------|-----------------------------------------------------|----------------|------------------|-----------------|---------------|--------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| < 0 | 18.9/21.8 | 10 | 37 | 24.42 | 100 | 250 | 0.76 | 0.205 | 7.564 |
| | | | | | | | 0.76 | (0.266) | (4.978) |
| 0÷5 | 19.6/22.2 | 30 | 37 | 24.42 | 130 | 325 | 0.76 | 0.205 | 7.564 |
| | | | | | | | 0.76 | (0.266) | (4.978) |
| 5÷15 | 19.6/22.2 | 50 | 36 | 23.76 | 160 | 400 | 0.75 | 0.214 | 7.017 |
| | | | | | | | 0.75 | (0.277) | (4.689) |
| 15÷25 | 19.6/22.2 | 60 | 36 | 23.76 | 160 | 400 | 0.74 | 0.224 | 6.522 |
| | | | | | | | 0.74 | (0.288) | (4.424) |
| >25 | 19.6/22.2 | 60 | 36 | 23.76 | 160 | 400 | 0.75 | | |
| | | | | | | | 0.75 | | |

 γ = peso dell'unità di volume c'_k = coesione efficace (valore caratteristico) ϕ'_k = angolo di resistenza al taglio (valore caratteristico) δ = angolo d'attrito struttura/terreno E' = modulo di Young E'_{ur} = modulo di Young (scarico/ricarico) k_o = coefficiente di spinta a riposo K_a = coefficiente di spinta attiva K_p = coefficiente di resistenza passiva

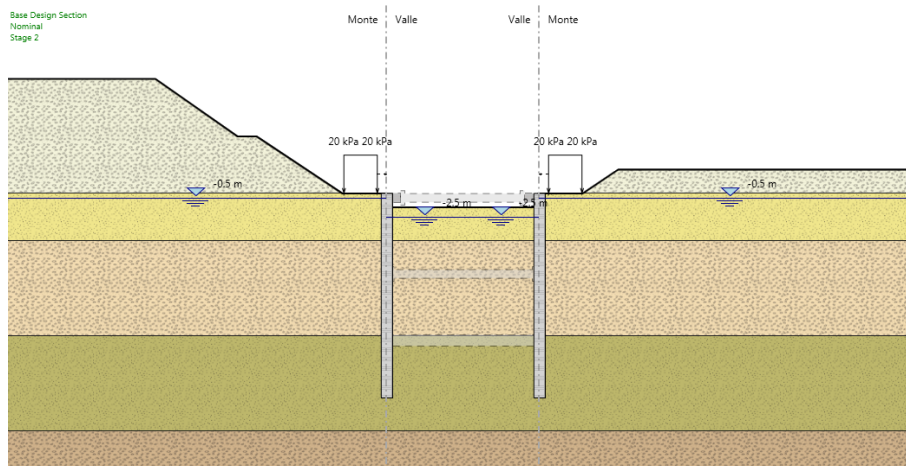
Tabella 9.32 - Parametri geotecnici caratteristici.

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

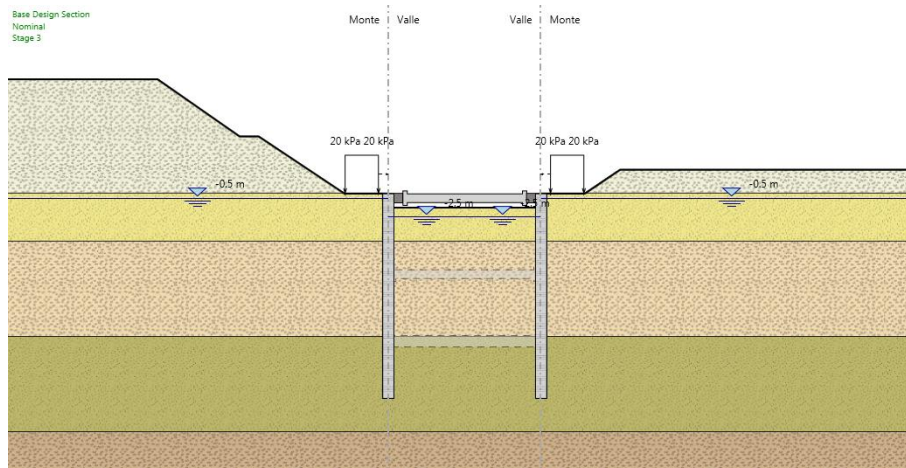
Fase 1 – Step geostatico in cui risultano già eseguiti i pali e lo sbancamento del terreno originario;



Fase 2 – Realizzazione scavo a -1.5 m;



Fase 3 – Installazione del primo ordine di puntoni asse a -0.5 m;



Doc. N.

Progetto
INOR

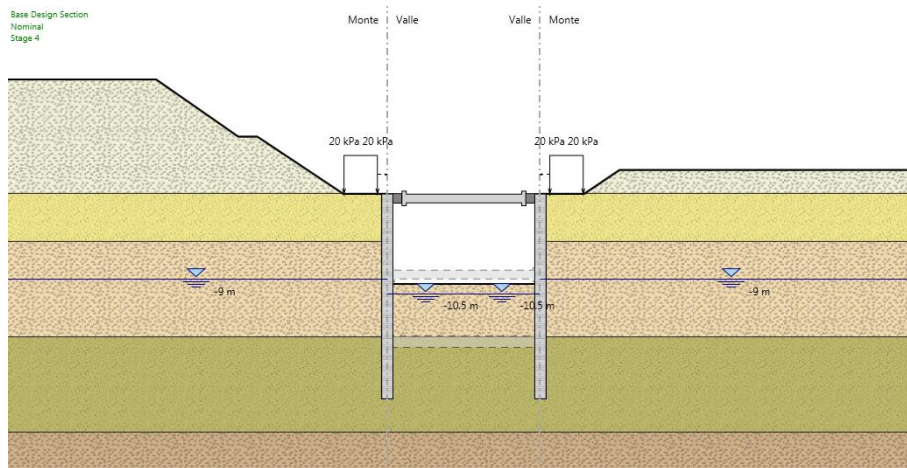
Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL GA 170 1 001

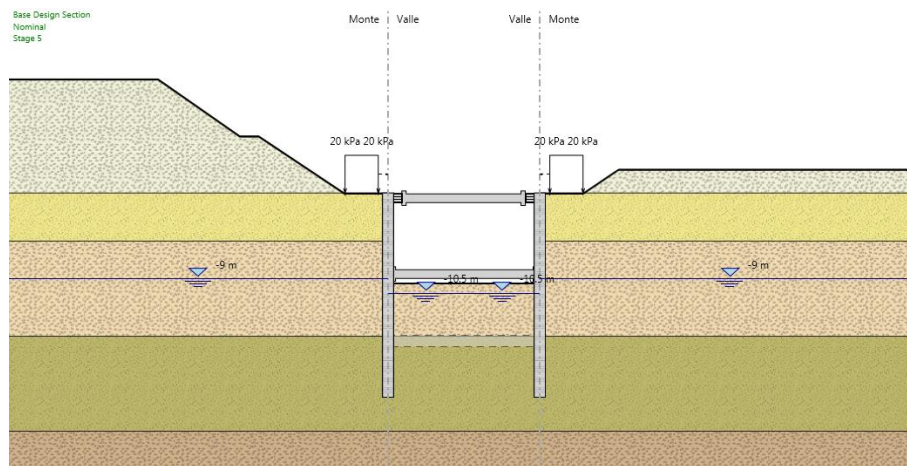
Rev.
A

Foglio
61 di 84

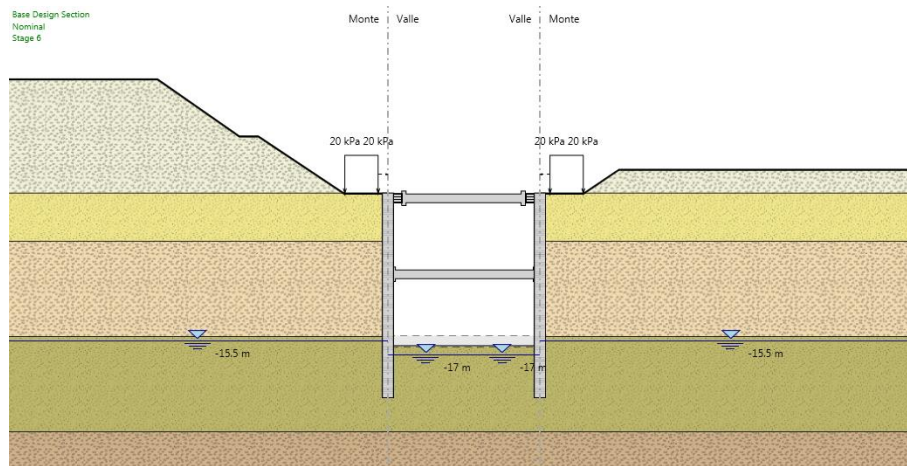
Fase 4 – Scavo fino a -9.5 m;



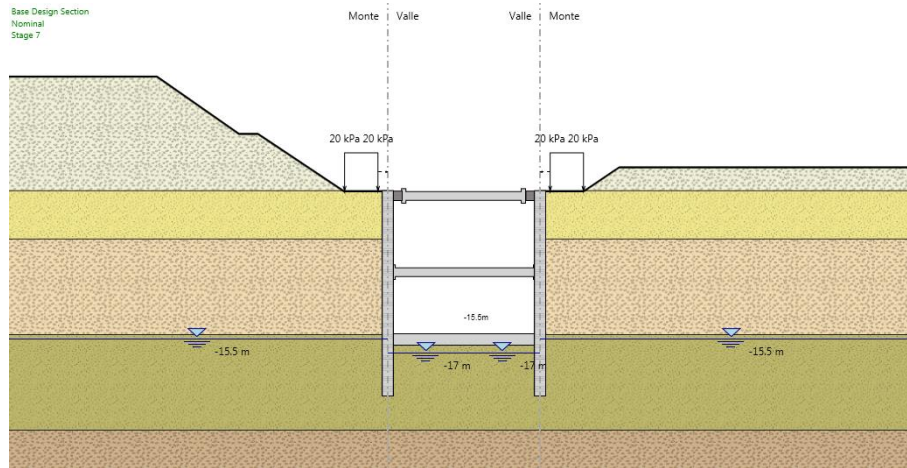
Fase 5 – Installazione del secondo ordine di puntoni asse a -8.5 m;



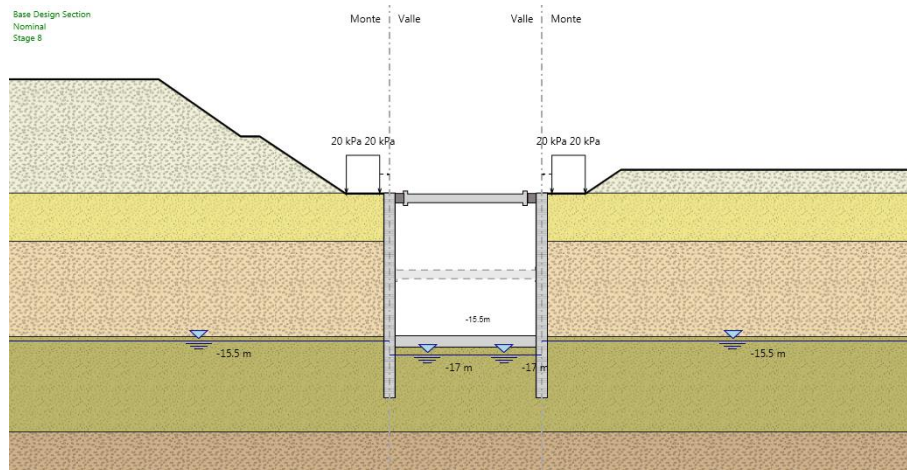
Fase 6 – Scavo fino a -16 m;



Fase 7 – Realizzazione del solettone di fondazione della galleria artificiale;



Fase 8 – Rimozione del secondo ordine di puntoni.



9.3.1. Verifiche strutturali dei pali

Le verifiche sono condotte secondo le disposizioni del par. 4.1.2.1 delle NTC2008.

Si riportano di seguito i grafici del momento flettente in Figura 9.25 e del taglio in Figura 9.26 valutati con la combinazione SLU A1+M1 per le fasi di calcolo 4, 6 e 8.

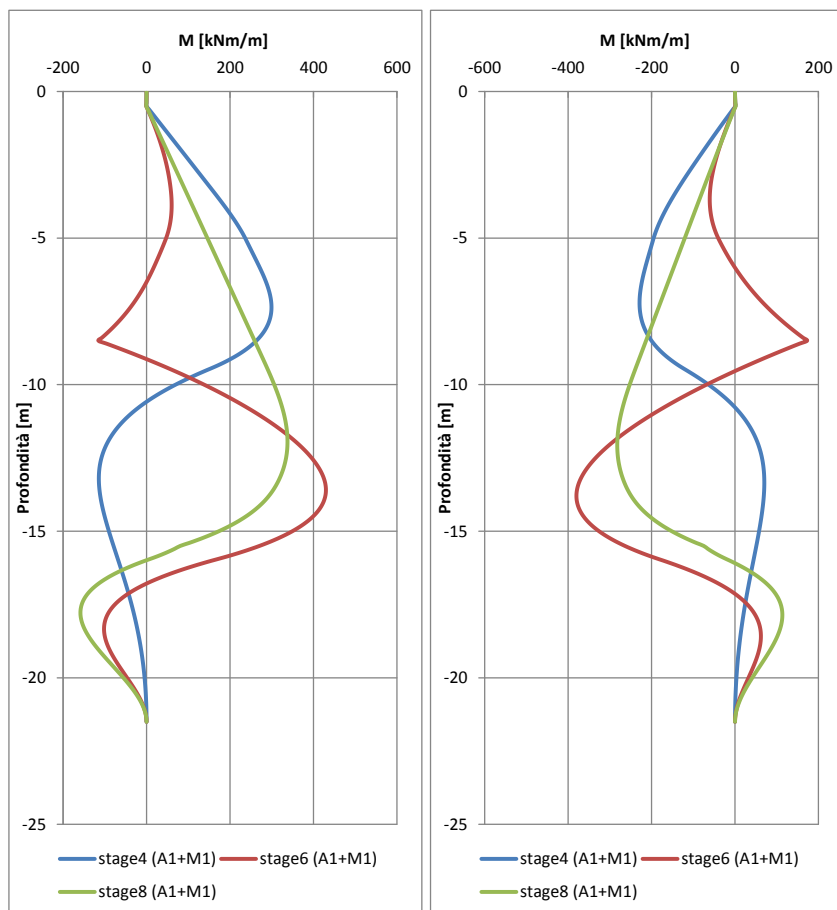


Figura 9.25 – Andamento del momento flettente per la combinazione SLU A1+M1 nei pali della paratia di destra e di sinistra per le fasi di calcolo 4, 6 e 8.

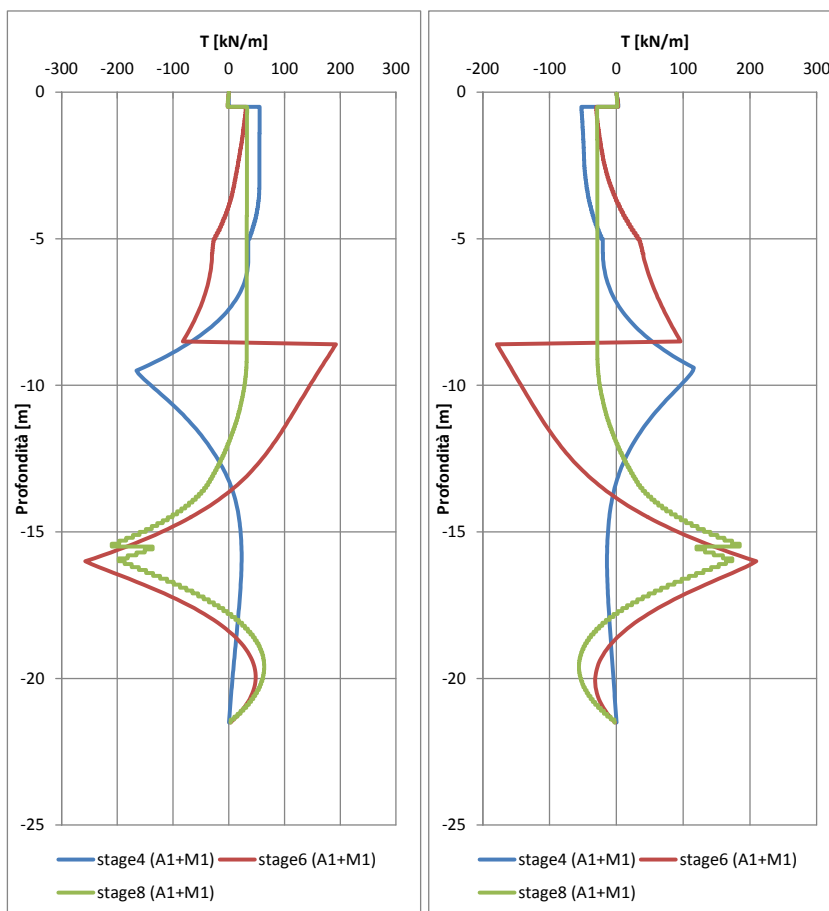


Figura 9.26 - Andamento del taglio per la combinazione SLU A1+M1 nei pali della paratia di destra e di sinistra per le fasi di calcolo 4, 6 e 8.

In Tabella 9.33 sono riportate le caratteristiche della gabbia di armatura dei pali, le resistenze e le sollecitazioni massime della sezione. I pali delle paratie su entrambi i lati, destro e sinistro, verranno armati con le medesime gabbie di armatura, le sollecitazioni massime considerate sono quelle dei pali della paratia di sinistra che risultano essere maggiormente sollecitati.

Nella valutazione del momento resistente, si è cautelativamente considerato uno sforzo normale nullo, in Figura 9.27 è riportato il dominio di resistenza della sezione.

Per il calcolo del taglio resistente della sezione è stato utilizzato il metodo proposto da Clarke-Birjandi (1993) per il calcolo dell'altezza utile della sezione.

| Gabbia | As | Spirale | L_{gabbia} | M_{RD}^{SLU} | V_{RD}^{SLU} | M_{ED}^{SLU} | V_{ED}^{SLU} |
|-------------|--------------|--------------|--------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | | [m] | [kNm] | [kN] | [kNm] | [kN] |
| 1 (0-21.5m) | 20 ϕ 22 | ϕ 12/20 | 21.5 | 1421 | 931 | 602 | 361 |

Tabella 9.33 – Armatura dei pali e relative resistenze e sollecitazioni massime della sezione.

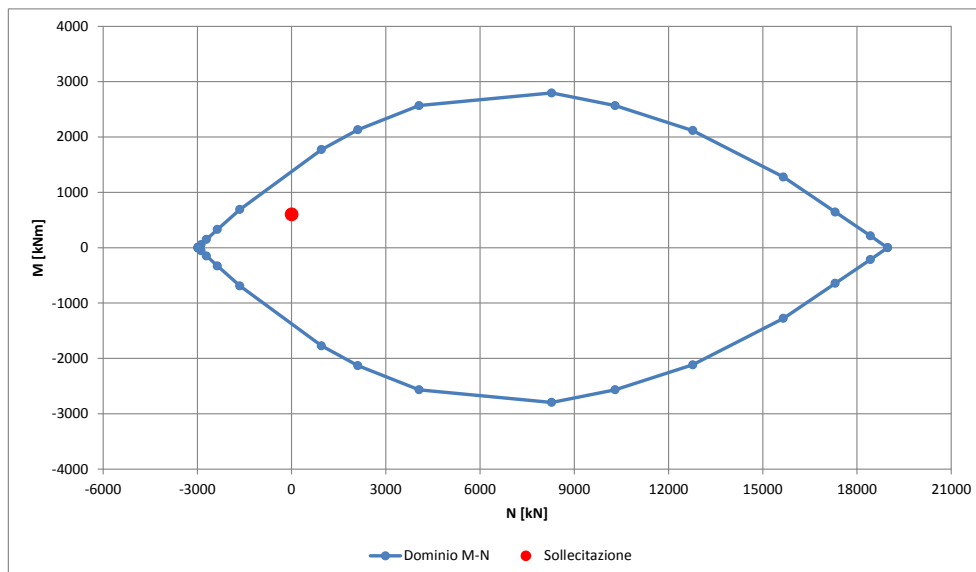


Figura 9.27 – Dominio M-N della sezione e sollecitazione massima.

Per tutte le combinazioni di carico le verifiche risultano soddisfatte in quanto $M_{Rd} > M_{Ed}$ e $V_{Rd} > V_{Ed}$.

9.3.2. Verifiche strutturali dei puntoni

Le opere di contrasto previste per la paratia sono composte da due ordini di puntoni, posizionati a -0.5 e a -8.5 m dalla testa dei pali, e dal solettone di fondazione della galleria artificiale eseguito a fondo scavo.

I puntoni sono costituiti da profili tubolari in acciaio S355 del diametro esterno di 762 mm e spessore di 31.75 mm, della lunghezza di 15.40 m e 14.75 m rispettivamente per quelli del primo e secondo ordine.

I puntoni sono verificati a compressione ed instabilità considerando oltre alla sollecitazione trasmessa dalla paratia anche la sollecitazione termica, e le sollecitazioni di taglio e momento dovuti al peso proprio dei puntoni stessi.

Il solettone di fondazione è verificato considerando la sollecitazione assiale e la sola resistenza del calcestruzzo.

In Tabella 9.34 sono riportate le sollecitazioni calcolate per gli elementi di contrasto della paratia.

| | Sollecitazione assiale [kN/m] | Sollecitazione assiale [kN] | Sollecitazione assiale termica [kN] | Carico distribuito peso proprio [kN/m] | M_{Ed} [kNm] | V_{Ed} [kN] |
|-----------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------------|----------------------------------------|----------------|---------------|
| Puntone 1 | 56 | 278 | 4130 | 5.73 | 183.2 | 45.8 |
| Puntone 2 | 278 | 1388 | 4130 | 5.73 | 183.2 | 45.8 |
| Solettone | 87 | - | - | - | - | - |

Tabella 9.34 –Sollecitazioni negli elementi di contrasto.

L'incremento dello sforzo assiale dovuto agli effetti termici nei puntoni è calcolato come:

$$N_T = \alpha_T * \delta_T * E * A * \psi_0 * \gamma_Q$$

dove:

α_T è il coefficiente di dilatazione termica dell'acciaio $1.2 \cdot 10^{-5} \text{ 1/C}^\circ$

δ_T è la variazione di temperatura 25 C°

E è il modulo elastico dell'acciaio 210000 MPa

A è l'area della sezione del puntone 0.073 m²

ψ_0 e γ_Q sono i coefficienti di combinazione e parziali per le azioni, pari a 0.6 e 1.5.

Di seguito si riportano riassunti i risultati delle verifiche:

| Combinazione | Ncr | λ | ϕ | χ | $N_{b,RD}$ | N_{ED} | FS instabilità |
|--------------|-------|-----------|--------|--------|------------|----------|----------------|
| | [kN] | [-] | [-] | [-] | [kN] | [kN] | [-] |
| A1+M1+R1 | 42512 | 0.78 | 0.87 | 0.81 | 19873 | 4408 | 0.222 |

Tabella 9.35 – Verifica di instabilità del primo puntone alla profondità di 0.5 m.

| Combinazione | A | N_{RD} | N_{ED} |
|--------------|-------------------|----------|----------|
| | [m ²] | [kN] | [kN] |
| A1+M1+R1 | 0.073 | 24627 | 4408 |

Tabella 9.36 - Verifica a compressione del primo puntone alla profondità di 0.5 m.

| Combinazione | W | M_{RD} | M_{ED} |
|--------------|-------------------|----------|----------|
| | [m ³] | [kNm] | [kNm] |
| A1+M1+R1 | 0.0169 | 5728 | 183 |

Tabella 9.37 - Verifica a momento flettente dovuto al peso proprio del primo puntone alla profondità di 0.5 m.

| Combinazione | A | V_{RD} | V_{ED} |
|--------------|-------------------|----------|----------|
| | [m ²] | [kN] | [kN] |
| A1+M1+R1 | 0.046 | 9052 | 46 |

Tabella 9.38 - Verifica a taglio dovuto al peso proprio del primo puntone alla profondità di 0.5 m.

| Combinazione | Ncr | λ | ϕ | χ | $N_{b,RD}$ | N_{ED} | FS instabilità |
|--------------|-------|-----------|--------|--------|------------|----------|----------------|
| | [kN] | [-] | [-] | [-] | [kN] | [kN] | [-] |
| A1+M1+R1 | 46342 | 0.75 | 0.84 | 0.82 | 20306 | 5518 | 0.272 |

Tabella 9.39 – Verifica di instabilità del secondo puntone alla profondità di 8.5 m.

| Combinazione | A | N_{RD} | N_{ED} |
|--------------|-------------------|----------|----------|
| | [m ²] | [kN] | [kN] |
| A1+M1+R1 | 0.073 | 24627 | 5518 |

Tabella 9.40 - Verifica a compressione del secondo puntone alla profondità di 8.5 m.

| Combinazione | W | M_{RD} | M_{ED} |
|--------------|-------------------|----------|----------|
| | [m ³] | [kNm] | [kNm] |
| A1+M1+R1 | 0.0169 | 5728 | 183 |

Tabella 9.41 - Verifica a momento flettente dovuto al peso proprio del secondo puntone alla profondità di 8.5 m.

| Combinazione | A | V _{RD} | V _{ED} |
|--------------|-------------------|-----------------|-----------------|
| | [m ²] | [kN] | [kN] |
| A1+M1+R1 | 0.046 | 9052 | 46 |

Tabella 9.42 - Verifica a taglio dovuto al peso proprio del secondo puntone alla profondità di 8.5 m.

| Combinazione | N _{ED} | A | σ _{Ed} | f _{ck} |
|--------------|-----------------|---------------------|-----------------|-----------------|
| | [kN/m] | [m ² /m] | [MPa] | [MPa] |
| A1+M1+R1 | 87.4 | 1.2 | 0.07 | 14.2 |

Tabella 9.43 – Verifica a compressione del solettone di fondazione.

Per tutti gli elementi le verifiche risultano soddisfatte.

9.3.3. Verifiche strutturali sulle travi di ripartizione dei puntoni

La forza assiale agente nei puntoni del primo ordine viene ripartita sulla paratia per mezzo della trave in c.a. di coronamento in testa ai pali, mentre per i puntoni del secondo ordine verrà utilizzata una trave composta da una coppia di profilati metallici del tipo HEB 300 in acciaio S355.

La verifica di tali elementi strutturali è stata eseguita secondo lo schema di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo puntone distribuito sulla sua zona di competenza, che è pari all'interasse orizzontale tra i puntoni stessi.

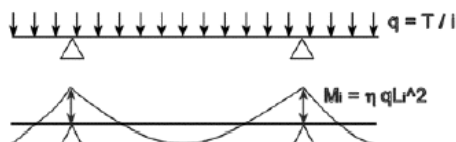


Figura 9.28– Schema statico della trave di ripartizione.

Le sollecitazioni massime sulla trave saranno allora:

$$M = q L^2 / 10;$$

$$V = 0.6 q L;$$

essendo:

L = luce della campata, ovvero interasse tra i puntoni, in questo caso pari a 5 m;

q = massima reazione del puntone a metro lineare considerando.

In Tabella 9.44 sono riassunte le massime sollecitazioni agli SLU a cui sono soggette le travi di ripartizione.

| Ordine puntoni | Combinazione | N _{ED} | q | passo | Travi | M _{MAX} | V _{MAX} |
|----------------|--------------|-----------------|--------|-------|--------------|------------------|------------------|
| | | [kN] | [kN/m] | [m] | [-] | [kNm] | [kN] |
| I° | A1+M1+R1 | 278.4 | 55.7 | 5 | c.a. 1.5x1.0 | 139.2 | 167.0 |
| II° | A1+M1+R1 | 1388.2 | 277.6 | 5 | 2 HEB 300 | 694.1 | 832.9 |

Tabella 9.44 – Massime sollecitazioni nella trave di ripartizione.

La trave di coronamento in c.a. in testa ai pali è prevista delle dimensioni di 1.5 x 1 m (base x altezza) armata con 12 $\phi 18$ correnti e 4 $\phi 10$ a passo 30 cm come staffe.

In Tabella 9.45 sono riassunti i risultati della verifica della trave di ripartizione del primo ordine di puntoni, e in Figura 9.29 il relativo dominio di resistenza.

| Ordine puntoni | As | Staffe | M_{RD}^{SLU} | V_{RD}^{SLU} | M_{ED}^{SLU} | V_{ED}^{SLU} |
|----------------|--------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | | [kNm] | [kN] | [kNm] | [kN] |
| I° | 12 $\phi 18$ | 4 $\phi 10/30$ | 843 | 1248 | 139 | 167 |

Tabella 9.45 – Verifica della trave di ripartizione del primo ordine di puntoni.

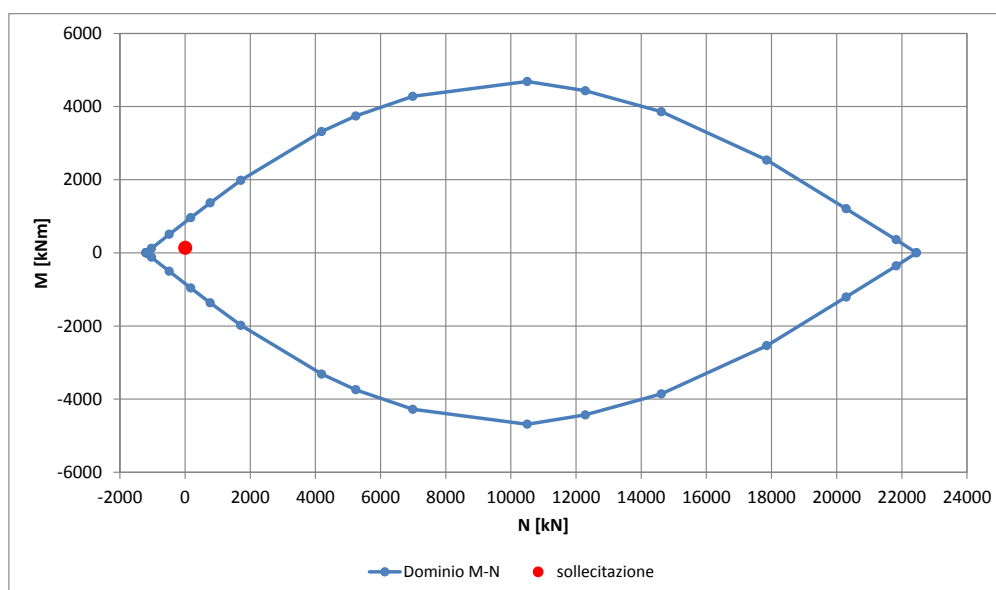


Figura 9.29 – Dominio di resistenza della trave di ripartizione del primo ordine di puntoni.

Per quanto riguarda il secondo ordine di puntoni, adottando due profili HEB 300 accoppiati, su ciascun profilo agirà:

$$M_{Ed} = \frac{M_{max}}{2}; \quad V_{Ed} = \frac{V_{max}}{2}$$

Il valore della tensione ideale è calcolato come:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{ED}^2 + 3\tau_{ED}^2}$$

dove:

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{W}; \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{s_a \cdot h_1}$$

in cui:

W = Modulo di resistenza del profilo;

S_a = Spessore anima del profilo;

h_1 = Altezza anima del profilo.

per la verifica delle travi di ripartizione bisogna quindi assicurarsi che:

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 338 \text{ MPa}$$

In Tabella 9.46 sono riportati i risultati delle analisi precedentemente illustrate considerando un profilato HEB 180. Le verifiche risultano soddisfatte.

| Ordine puntoni | M_{Ed} | V_{Ed} | W | S_a | h_1 | σ_{ED} | τ_{ED} | σ_{ID} | f_{yd} |
|----------------|----------|----------|--------------------|-------|-------|---------------|-------------|---------------|----------|
| | [kNm] | [kN] | [cm ³] | [mm] | [mm] | [MPa] | [MPa] | [MPa] | [MPa] |
| II° | 347.0 | 416.4 | 1678 | 11.0 | 262 | 206.8 | 144.5 | 324.7 | 338.1 |

Tabella 9.46 – Verifica della trave di ripartizione del secondo ordine di puntoni composte da profilati HEB 300.

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.3.4. Verifiche geotecniche

La verifica del complesso opera-terreno risulta soddisfatta in quanto in ogni momento la spinta mobilitata risulta inferiore della spinta disponibile. In Tabella 9.47 sono riportate le spinte mobilitate e disponibili per le fasi 4, 6 e 8, sia per la paratia di sinistra che per la paratia di destra.

| Muro di sinistra | stage 4 (A2+M2) | stage 6 (A2+M2) | stage 8 (A2+M2) |
|---------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Spinta mobilitata [kN/m] | 2745.5 | 1471.5 | 1403.3 |
| Spinta disponibile [kN/m] | 6517 | 2076.5 | 2076.5 |
| Rapporto spinte | 0.42 | 0.71 | 0.68 |
| Muro di destra | stage 4 (A2+M2) | stage 6 (A2+M2) | stage 8 (A2+M2) |
| Spinta mobilitata [kN/m] | 2323.7 | 1297.8 | 1229.5 |
| Spinta disponibile [kN/m] | 6517 | 2076.5 | 2076.5 |
| Rapporto spinte | 0.36 | 0.62 | 0.59 |

Tabella 9.47 – Riassunto spinte mobilitate e disponibili.

L'analisi di stabilità globale del fronte di scavo non è stata eseguita in quanto non ritenuta necessaria per via della vicinanza e della contrapposizione dei due fronti di scavo.

9.3.5. Deformazioni

Le deformazioni in fase realizzativa e in esercizio dell'opera sono state valutate con la combinazione SLE per le fasi 4, 6 e 8, i risultati sono riportati in Tabella 9.48 e nelle successive figure.

| Combinazione SLE | Paratia di sinistra Spostamento [mm] | Paratia di sinistra Spostamento [mm] |
|------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|
| stage 4 | 2.2 | 1.8 |
| stage 6 | 3.9 | 3.4 |
| stage 8 | 4.5 | 3.9 |

Tabella 9.48 – Spostamenti massimi della paratia in condizioni SLE.

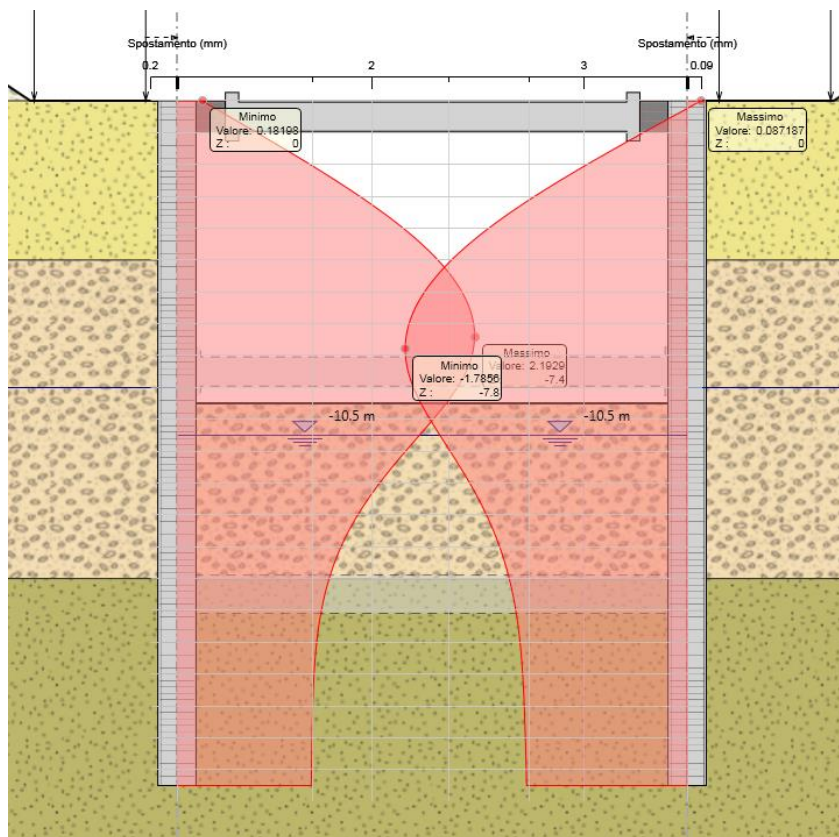


Figura 9.30 – Spostamenti durante lo stage 4.

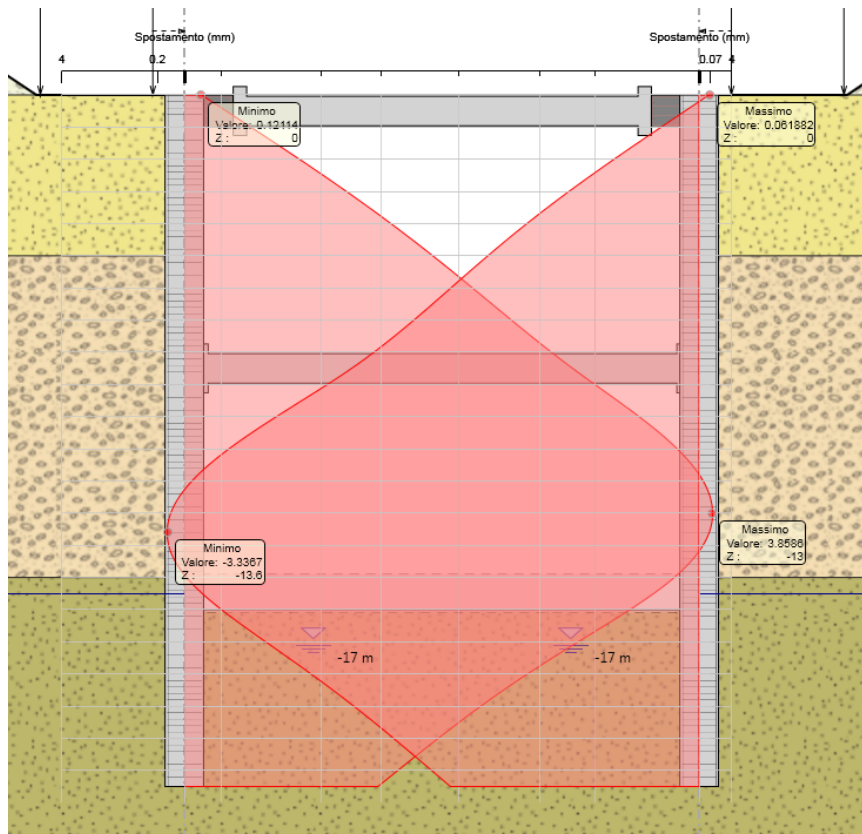


Figura 9.31 - Spostamenti durante lo stage 6.

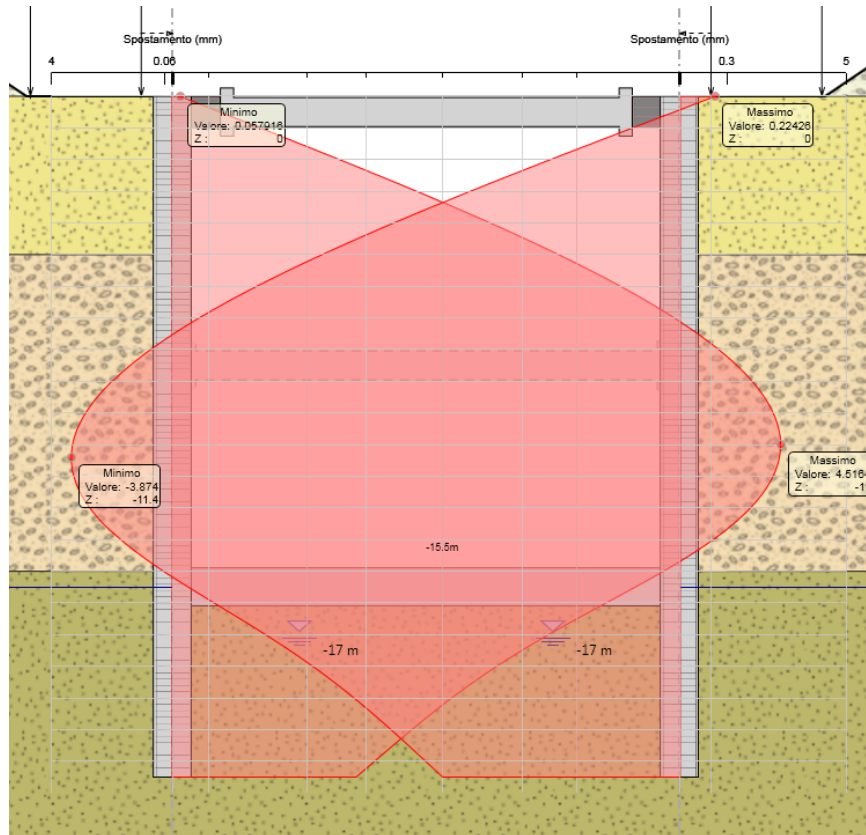


Figura 9.32 - Spostamenti durante lo stage 8.

9.4. Doppia paratia contrastata Pk 142+946.20÷Pk 143+104.23 - Risvolti laterali

Sono di seguito riportate le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

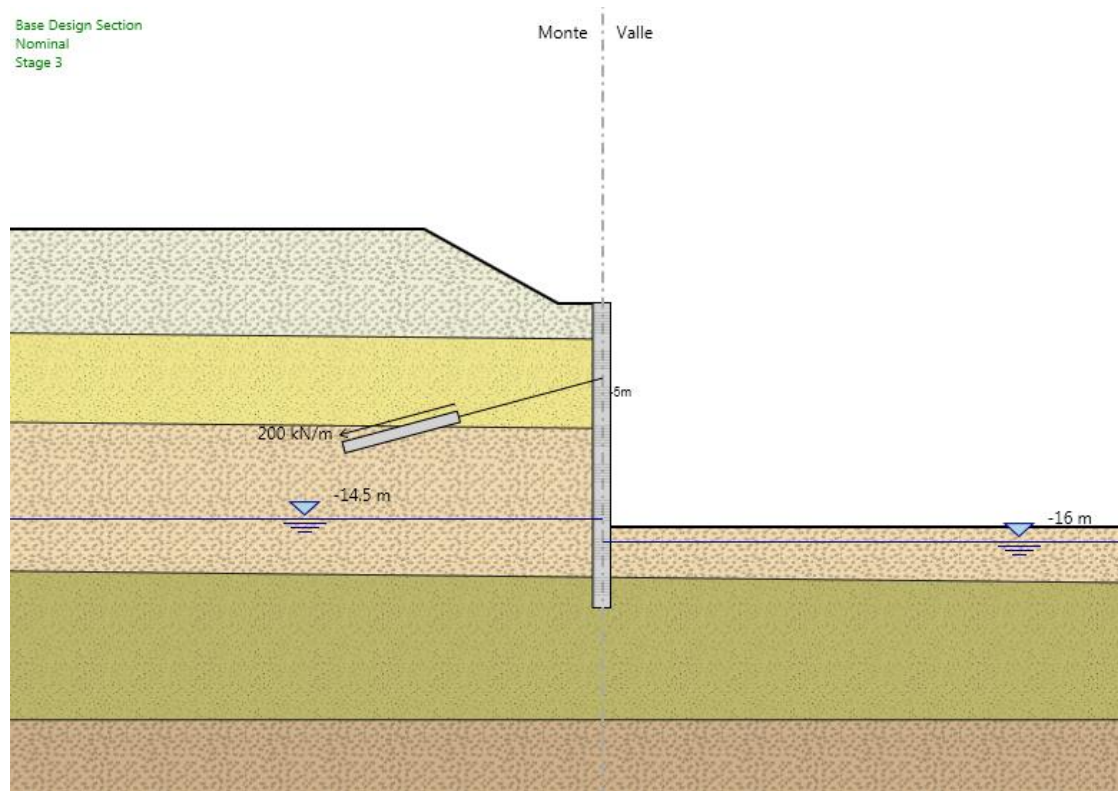


Figura 9.33 - Sezione di verifica per la paratia tirantata.

Si presentano di seguito le caratteristiche geometriche della struttura, i sovraccarichi a tergo, i parametri geotecnici e i coefficienti di spinta utilizzati nei calcoli.

La verifica è stata eseguita in corrispondenza della massima altezza di scavo pari a 15 m e considerando il pendio a monte della paratia.

La posizione della falda, durante le fasi di scavo e in esercizio, è stata valutata tenendo conto della presenza del sistema di abbattimento della falda con i pozzi drenanti. Non si è comunque considerato un abbattimento totale, ma per ogni stage di calcolo, si è tenuto sul lato a monte un livello di 1.5 m superiore rispetto il livello di valle posizionato a 1 m al di sotto del piano di scavo.

| | |
|-------------------------------------|---------------------------------|
| Tipologia | Pali ϕ 1200 mm passo 1.4 m |
| Altezza totale paratia | 20.5 m |
| Altezza di scavo paratia | 15 m |
| Ordini di tiranti | 1 |
| Passo orizzontale tiranti | 2.8 m |
| Inclinazione piano campagna a monte | 2/3 |
| Inclinazione piano campagna a valle | - |
| Sovraccarichi permanenti a monte | Terreno in sito |
| Sovraccarichi permanenti a valle | - |
| Sovraccarichi variabili a monte | - |
| Sovraccarichi variabili a valle | - |

Tabella 9.49 - Caratteristiche geometriche della struttura e sovraccarichi.

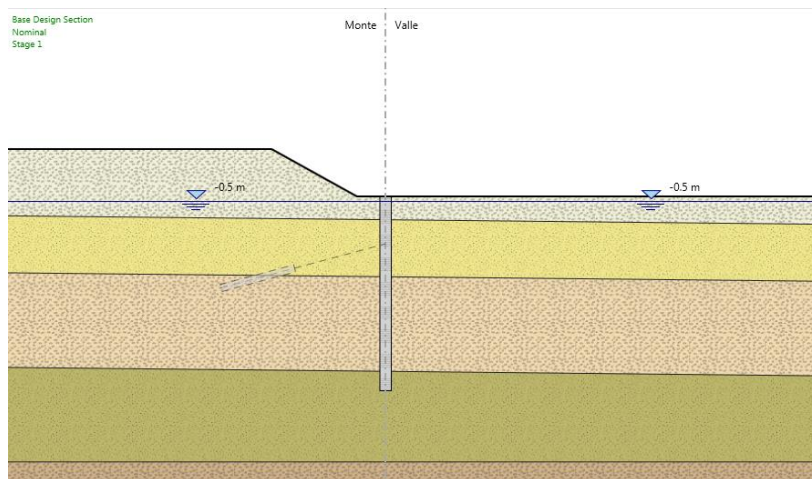
| Terreno (m da testa pali) | $\gamma_{dry}/\gamma_{sat}$ (kN/m ³) | c_k (kPa) | ϕ'_k (°) | δ (°) | E' (MPa) | E'_{ur} (MPa) | k_o M1(M2) | K_a M1(M2) | K_p M1(M2) |
|------------------------------|-----------------------------------------------------|----------------|------------------|-----------------|---------------|--------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| < 0 | 18.9/21.8 | 10 | 37 | 24.42 | 100 | 250 | 0.76 | 0.205 | 7.564 |
| | | | | | | | 0.76 | (0.266) | (4.978) |
| 0÷5 | 19.6/22.2 | 30 | 37 | 24.42 | 130 | 325 | 0.76 | 0.205 | 7.564 |
| | | | | | | | 0.76 | (0.266) | (4.978) |
| 5÷15 | 19.6/22.2 | 50 | 36 | 23.76 | 160 | 400 | 0.75 | 0.214 | 7.017 |
| | | | | | | | 0.75 | (0.277) | (4.689) |
| 15÷25 | 19.6/22.2 | 60 | 36 | 23.76 | 160 | 400 | 0.74 | 0.224 | 6.522 |
| | | | | | | | 0.74 | (0.288) | (4.424) |
| >25 | 19.6/22.2 | 60 | 36 | 23.76 | 160 | 400 | 0.75 | | |
| | | | | | | | 0.75 | | |

 γ = peso dell'unità di volume c'_k = coesione efficace (valore caratteristico) ϕ'_k = angolo di resistenza al taglio (valore caratteristico) δ = angolo d'attrito struttura/terreno E' = modulo di Young E'_{ur} = modulo di Young (scarico/ricarico) k_o = coefficiente di spinta a riposo K_a = coefficiente di spinta attiva K_p = coefficiente di resistenza passiva

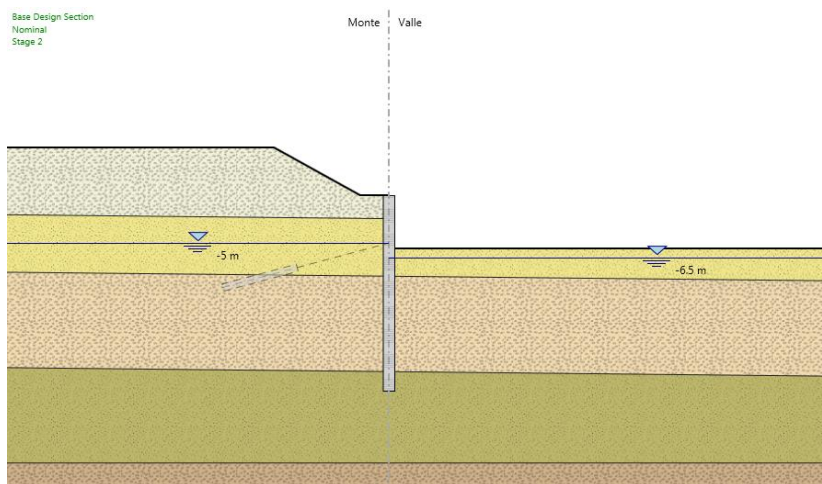
Tabella 9.50 - Parametri geotecnici caratteristici.

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

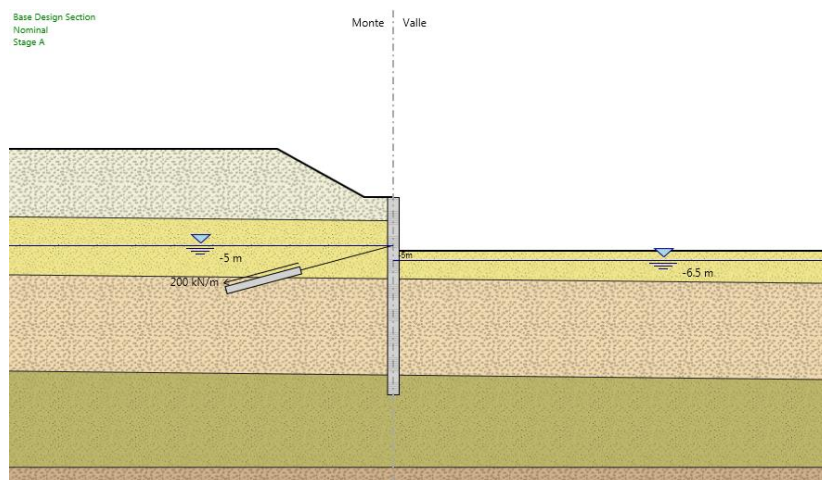
Fase 1 – Step geostatico in cui risultano già eseguiti i pali e lo sbancamento del terreno originario;



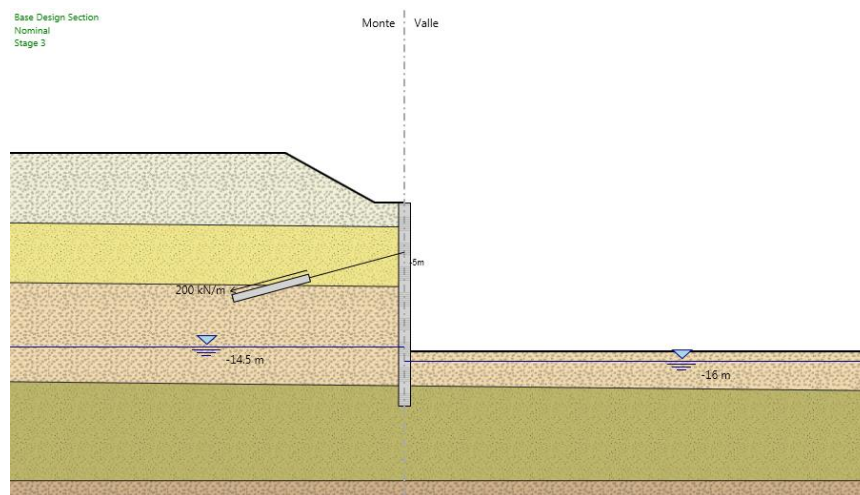
Fase 2 – Realizzazione scavo a -5.5 m;



Fase 3 – Installazione del tirante a -5 m;



Fase 4 – Scavo fino a -15 m;



9.4.1. Verifiche strutturali dei pali

Si riportano di seguito i grafici del momento flettente e del taglio in fig. nella combinazione SLU A1+M1 per le diverse fasi di calcolo.

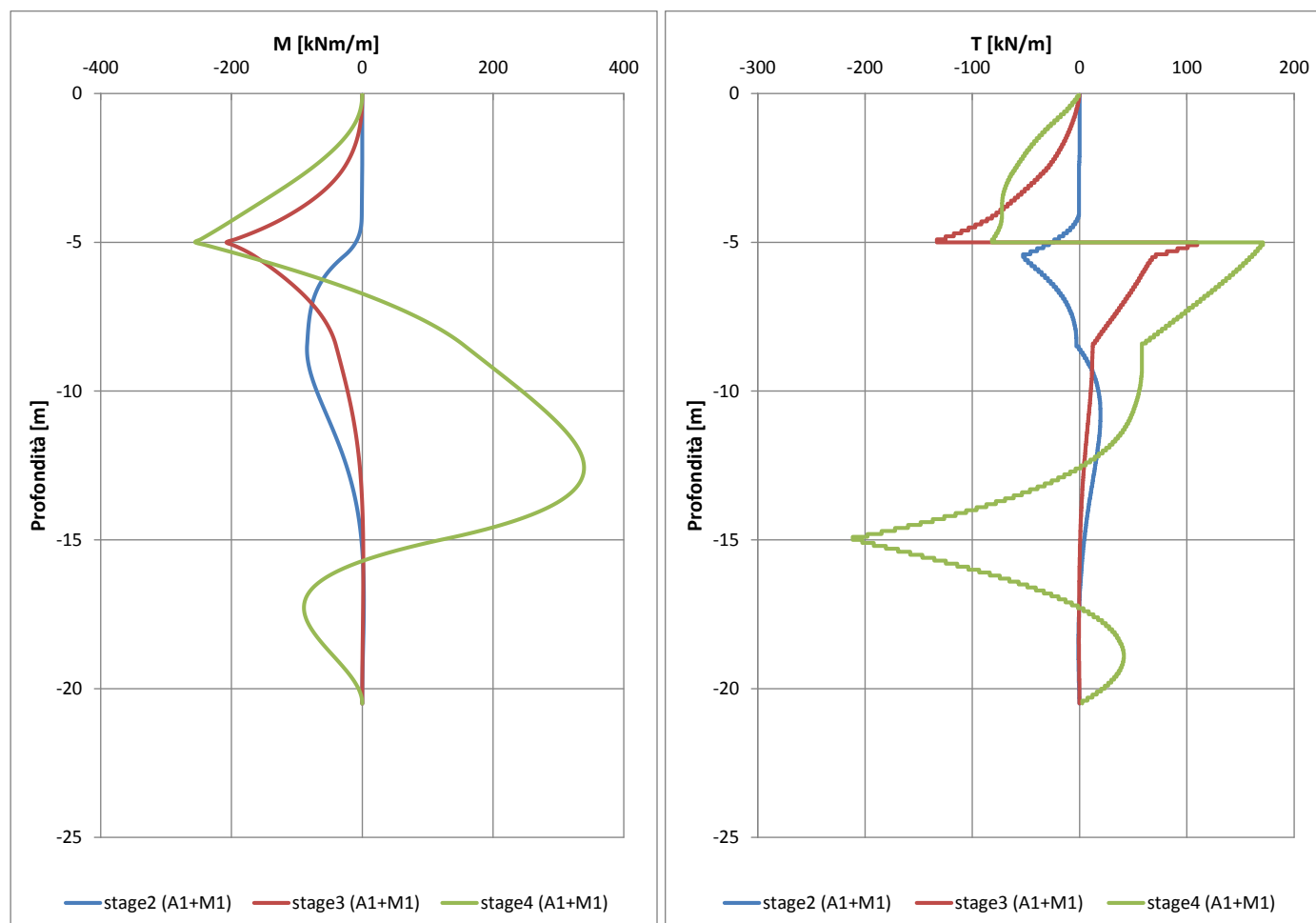


Figura 9.34 – Andamento del momento flettente e del taglio per la compilazione SLU A1+M1 per i vari stage di calcolo.

In Tabella 9.51 sono riportate le caratteristiche della gabbia di armatura dei pali e le resistenze e sollecitazioni massime della sezione.

Nella valutazione del momento resistente, si è cautelativamente considerato uno sforzo normale nullo, in Figura 9.35 è riportato il dominio di resistenza della sezione.

Per il calcolo del taglio resistente della sezione è stato utilizzato il metodo proposto da Clarke-Birjandi (1993) per il calcolo dell'altezza utile della sezione.

| Gabbia | As | Spirale | L_{gabbia} | M_{RD}^{SLU} | V_{RD}^{SLU} | M_{ED}^{SLU} | V_{ED}^{SLU} |
|-------------|--------------|--------------|--------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | | [m] | [kNm] | [kN] | [kNm] | [kN] |
| 1 (0-20.5m) | 20 ϕ 22 | ϕ 12/20 | 20.5 | 1421 | 931 | 475 | 296 |

Tabella 9.51 – Armatura dei pali e relative resistenze e sollecitazioni massime della sezione.

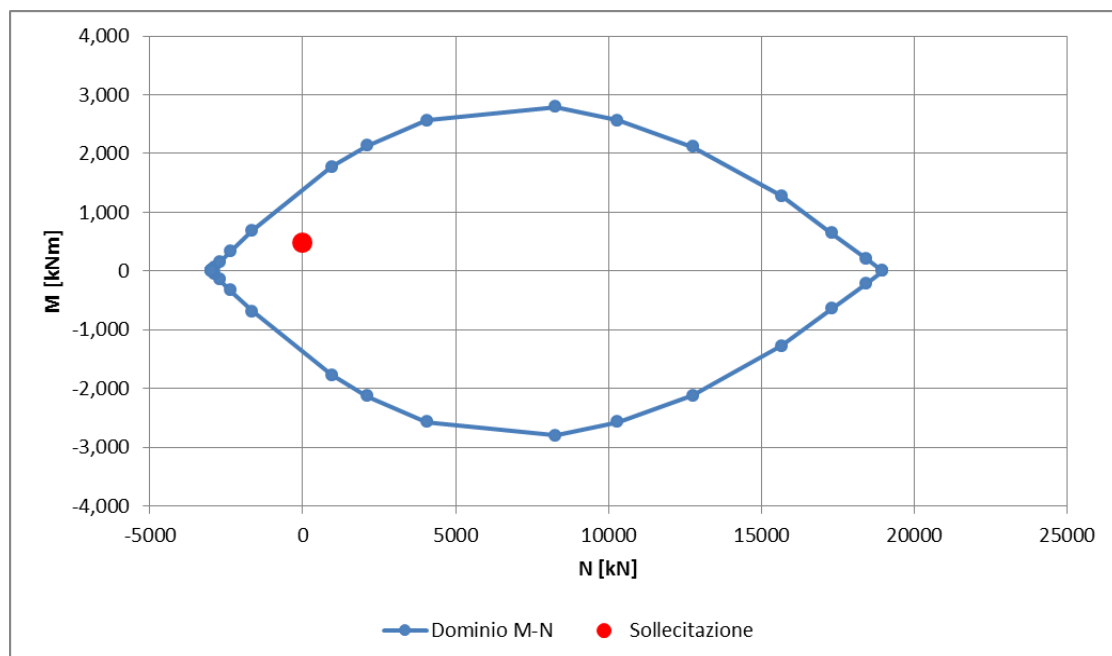


Figura 9.35 – Dominio M-N della sezione e sollecitazione massima.

Per tutte le combinazioni di carico le verifiche risultano soddisfatte in quanto $M_{Rd} > M_{Ed}$ e $V_{Rd} > V_{Ed}$.

9.4.2. Verifiche strutturali sui tiranti

Le opere di contrasto previste per la paratia sono composte dai seguenti interventi:

| Ordine tiranti | Quota | Trefoli | Passo | Lungh. Libera | Lungh. Ancoraggio | Lungh. Totale | ϕ perforazione | Trave di ripartizione |
|----------------|--------------|---------|-------|---------------|-------------------|---------------|---------------------|-----------------------|
| | [m. da t.p.] | [n] | [m] | [m] | [m] | [m] | [mm] | [-] |
| I° | -5 | 4 | 2.8 | 10 | 8 | 18 | 180 | 2 HEB 200 |

Figura 9.36 - Elementi di contrasto della paratia.

Affinché i tiranti di ancoraggio assolvano al meglio la loro funzione statica di sostegno della parete, è opportuno che il bulbo di fondazione si trovi completamente all'esterno del cuneo di spinta attiva che può nascere a tergo della paratia durante le fasi di costruzione e di esercizio dell'opera.

La geometria del cuneo di spinta attiva nel caso delle paratie multiancorate può essere determinata secondo vari criteri, nel seguito si fa riferimento allo schema secondo cui il cuneo di spinta è delimitato da una retta inclinata sull'orizzontale di un angolo pari a $(\pi/4 + \varphi/2)$, traslata verso monte rispetto al punto di nullo del momento flettente di una lunghezza pari a $0.15 h$ (con h = altezza dello scavo di sbancamento).

La seguente figura rappresenta graficamente il criterio geometrico adottato per la determinazione del valore minimo del tratto libero d'ancoraggio.

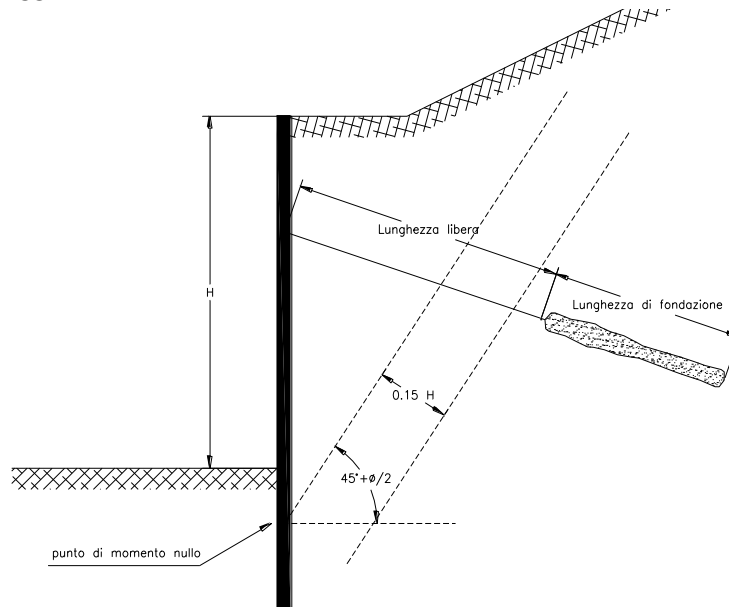


Figura 9.37 – Criterio per la determinazione del tratto libero d'ancoraggio dei tiranti.

Le azioni sui tiranti, ricavate da analisi con combinazioni A1+M1 e Sisma STR, sono riassunte in Tabella 9.52.

| Combinazione | N_{ED} [kN] (I ORDINE) |
|--------------|-----------------------------|
| SLU A1+M1 | 738.22 |

Tabella 9.52 – Azioni sui tiranti.

In Tabella 9.53 è riportato il tiro massimo a SLU per un singolo trefolo del tirante.

| | | | | | | SLU | massimo tiro SLU |
|--------------------------|------|--------------------|-----------|-------------|------------|----------|------------------|
| Singolo trefolo a 7 fili | | Sezione | f_{ptk} | $f_{p(1)k}$ | γ_s | f_{yd} | N_{SLU} |
| Diametro nominale | (mm) | (mm ²) | (MPa) | (MPa) | -- | (MPa) | (kN) |
| Φ 0.6" | 15.2 | 139 | 1860 | 1670 | 1.15 | 1452 | 201.85 |

Tabella 9.53 – Caratteristiche di resistenza dei trefoli

Il valore limite si ottiene moltiplicando il valore precedente per il numero di trefoli, in questo caso 4.

Risulta:

$$4 \text{ trefoli} \quad N_{Rd} = 201.85 \times 4 = 807.4 \text{ kN} > N_{Ed}$$

Confrontando i valori di resistenza N_{RD} con i valori sollecitanti di progetto N_{ED} le verifiche risultano soddisfatte.

9.4.3. Verifiche geotecniche sui tiranti

Con riferimento alle indicazioni contenute nel par. 6.6 delle NTC2008 si valuta la resistenza allo sfilamento con metodi di calcolo analitici a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati delle prove in sito e/o di laboratorio.

La resistenza di calcolo è valutata con la formula di Bustamante-Doix che prevede:

$$R_{\text{calcolo}} = \pi \cdot \alpha \cdot D \cdot L \cdot q_s$$

con:

α coefficiente amplificativo che tiene conto dell'incremento della sezione del bulbo per iniezioni multiple e ripetute;

D diametro del foro da cui viene realizzato il bulbo;

L lunghezza del bulbo di ancoraggio ;

q_s resistenza disponibile lungo la superficie di contatto tra bulbo e terreno.

I valori relativi al parametro α e alla resistenza tangenziale q_s sono stati presi in accordo alle esperienze di Bustamante-Doix in terreni analoghi nell'ipotesi di realizzare i bulbi con iniezioni multiple e ripetute (I.R.S).

Per tale opera i bulbi di ancoraggio dei tiranti ricadono nelle sabbie limose.

| SOLS | Coefficient α | | Quantité minimale de coulis conseillée V_i |
|--------------------------------|----------------------|-----------|------------------------------------------------------------------------------|
| | IRS* | IGU** | |
| Grave | 1,8 | 1,3 à 1,4 | 1,5 V_s^* |
| Grave sableuse | 1,6 à 1,8 | 1,2 à 1,4 | 1,5 V_s |
| Sable graveleux | 1,5 à 1,6 | 1,2 à 1,3 | 1,5 V_s |
| Sable grossier | 1,4 à 1,5 | 1,1 à 1,2 | 1,5 V_s |
| Sable moyen | 1,4 à 1,5 | 1,1 à 1,2 | 1,5 V_s |
| Sable fin | 1,4 à 1,5 | 1,1 à 1,2 | 1,5 V_s |
| Sable limoneux | 1,4 à 1,5 | 1,1 à 1,2 | { 1,5 à 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU |
| Limon | 1,4 à 1,6 | 1,1 à 1,2 | { 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU |
| Argile | 1,8 à 2 | 1,2 | { 2,5 à 3 V_s pour IRS 1,5 à 2 V_s pour IGU |
| Marne | 1,8 | 1,1 à 1,2 | 1,5 à 2 V_s pour couche compacte |
| Marno-calcaire | 1,8 | 1,1 à 1,2 | |
| Craie altérée ou fragmentée | 1,8 | 1,1 à 1,2 | 2 à 6 V_s ou plus, si couche fracturée |
| Rocher altéré ou fragmenté | 1,2 | 1,1 | 1,1 à 1,5 V_s si couche finement fissurée 2 ou plus si couche fracturée |

V_s : volume du bulbe de scellement.
IRS : injection répétitive et sélective.
IGU : injection globale en presse unifiée.

* : avec $p_l \geq p_f$
** : avec $0,5 p_l < p_f < p_l$

Figura 9.38 - Valori dei coefficienti α per il calcolo del diametro di perforazione di un tirante

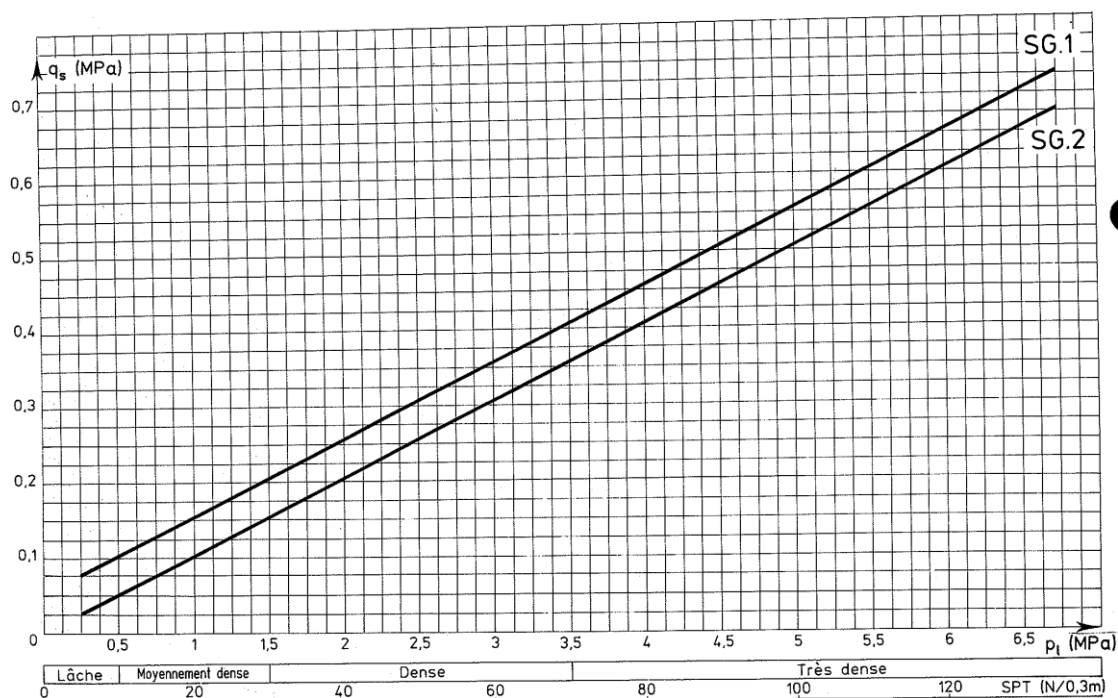


Figura 9.39 - Grafici per il calcolo di q_s in sabbie e ghiaie.

Per la valutazione dell'aderenza tangenziale malta-terreno nelle sabbie e ghiaie è stato considerato il grafico relativo alle sabbie e ghiaie ed in particolare la curva SG.1 relativa a pressioni multiple e ripetute (I.R.S.). E' stato quindi assunto un valore di calcolo di αq_s pari a 350 kPa che deriva dai seguenti valori:

$$N_{spt} \approx 40$$

$$q_s = 250 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 1.4$$

Le lunghezze dei bulbi dovranno essere confermate o modificate a seguito di un adeguato campo prova secondo quanto indicato al § 6.6.4 del D.M. 14/01/2008.

la resistenza di progetto allo sfilamento del tirante R_{ad} è valutata come:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,t}}$$

con:

$\gamma_{ra,t}$ coefficiente parziale per tiranti permanenti assunto pari a 1,2;

R_{ak} resistenza caratteristica allo sfilamento, valutata come:

$$R_{ak} = \frac{R_{calcolo}}{\xi_{a,3}}$$

con:

ξ_{a3} fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di profili d'indagine;

La Tabella 9.54 contiene i dati di progetto e fornisce il valore di R_{ad} per una lunghezza unitaria del bulbo ($L=1.0$ m).

| αq_s | D | ξ_{a3} | γ_R | R_{ak} | R_{ad} |
|--------------|------|------------|------------|----------|----------|
| (MPa) | (mm) | -- | -- | (kN/m) | (kN/m) |
| 0.35 | 180 | 1.8 | 1.1 | 109.96 | 99.96 |

Tabella 9.54 – Caratteristiche di resistenza dei bulbi.

Assumendo una lunghezza del bulbo pari a $L_f = 8.00$ m risulta:

$$R_{ad} = 800 \text{ kN}$$

Per la verifica del bulbo di ancoraggio bisogna assicurarsi che:

$$N_{Ed} \leq R_{ad}$$

Tale verifica risulta soddisfatta.

9.4.4. Verifiche strutturali sulla trave di ripartizione dei tiranti

Per la ripartizione sulla paratia dello sforzo assiale agente nei tiranti d'ancoraggio è stata utilizzata una trave composta da una coppia di profilati metallici del tipo HEB 200 (acciaio S355).

La verifica di tali elementi strutturali è stata eseguita secondo lo schema di trave continua su infiniti appoggi, soggetta ad un carico uniforme pari al valore dell'azione del singolo tirante distribuito sulla sua zona di competenza, che è pari all'interasse orizzontale tra i tiranti stessi.

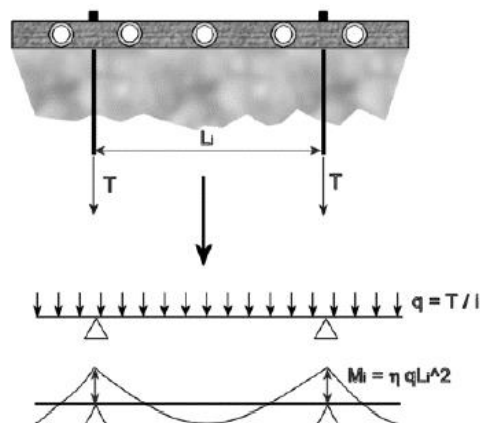


Figura 9.40– Trave di ripartizione: schema statico

Le sollecitazioni massime sulla trave saranno allora:

$$M = q L^2 / 10;$$

$$V = 0.6 q L;$$

essendo:

L = luce della campata, ovvero interasse tra i tiranti (in questo caso 2.8 m);

q = massima reazione del tirante a metro lineare considerando i vari stati limite.

La verifica delle travi di ripartizione in acciaio dei tiranti vengono condotte in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, con riferimento al criterio indicato nel par.4.2.4.1.2 del D.M. 14/01/2008.

In Tabella 9.55 sono riassunte le massime sollecitazioni agli SLU a cui sono soggette le travi di ripartizione.

| ordine | Combinazione | N_{ED} | q | passo | Travi | M_{MAX} | V_{MAX} |
|--------|--------------|----------|--------|-------|-----------|-----------|-----------|
| | | [kN] | [kN/m] | [m] | [-] | [kNm] | [kN] |
| I° | SLU A1+M1 | 738.2 | 263.7 | 2.8 | 2 HEB 200 | 206.7 | 442.9 |

Tabella 9.55 – Massime sollecitazioni nella trave di ripartizione.

Adottando due profili accoppiati su ciascun profilo agirà:

$$M_{Ed} = \frac{M_{max}}{2}; \quad V_{Ed} = \frac{V_{max}}{2}$$

Il valore della tensione ideale è calcolato come:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{ED}^2 + 3\tau_{ED}^2}$$

dove:

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{W}; \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{s_a \cdot h_1}$$

in cui:

W = Modulo di resistenza del profilo;

s_a = Spessore anima del profilo;

h_1 = Altezza anima del profilo.

per la verifica delle travi di ripartizione bisogna quindi assicurarsi che:

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 338 \text{ MPa}$$

In Tabella 9.56 sono riportati i risultati delle analisi precedentemente illustrate considerando un profilato HEB 200. Le verifiche risultano soddisfatte.

| Ordine tiranti | M_{Ed} | V_{Ed} | W | s_a | h_1 | σ_{ED} | τ_{ED} | σ_{ID} | f_{yd} |
|----------------|----------|----------|--------------------|-------|-------|---------------|-------------|---------------|----------|
| | [kNm] | [kN] | [cm ³] | [mm] | [mm] | [MPa] | [MPa] | [MPa] | [MPa] |
| I° | 103.4 | 221.5 | 569.6 | 9.0 | 170 | 181.4 | 144.7 | 309.5 | 338.1 |

Tabella 9.56 – Verifica travi di ripartizione dei tiranti composte da profilati HEB 200.

9.4.5. Verifiche geotecniche

La verifica del complesso opera-terreno risulta soddisfatta in quanto in ogni momento la spinta mobilitata risulta inferiore della spinta disponibile. In Tabella 9.57 sono riportate le spinte mobilitate e disponibili per i vari stage.

| | stage 2 (A2+M2) | stage 3 (A2+M2) | stage 4 (A2+M2) |
|---------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Spinta mobilitata [kN/m] | 2824.5 | 2786.4 | 1316.6 |
| Spinta disponibile [kN/m] | 9222.6 | 9222.6 | 2001.4 |
| Rapporto spinte | 0.31 | 0.30 | 0.66 |

Tabella 9.57 – Riassunto spinte mobilitate e disponibili.

In Figura 9.41 è riportata l'analisi di stabilità globale del fronte di scavo eseguita con il metodo di Bishop. Le analisi sono state svolte con la combinazione A2+M2. Il coefficiente di sicurezza ricavato è riportato in Tabella 9.58, la verifica risulta soddisfatta in quanto maggiore di 1.1.

| | |
|--------------|-------|
| Combinazione | FS |
| A2+M2 | 1.928 |

Tabella 9.58 - Coefficienti di sicurezza ricavati dalle analisi di stabilità globale del fronte di scavo.

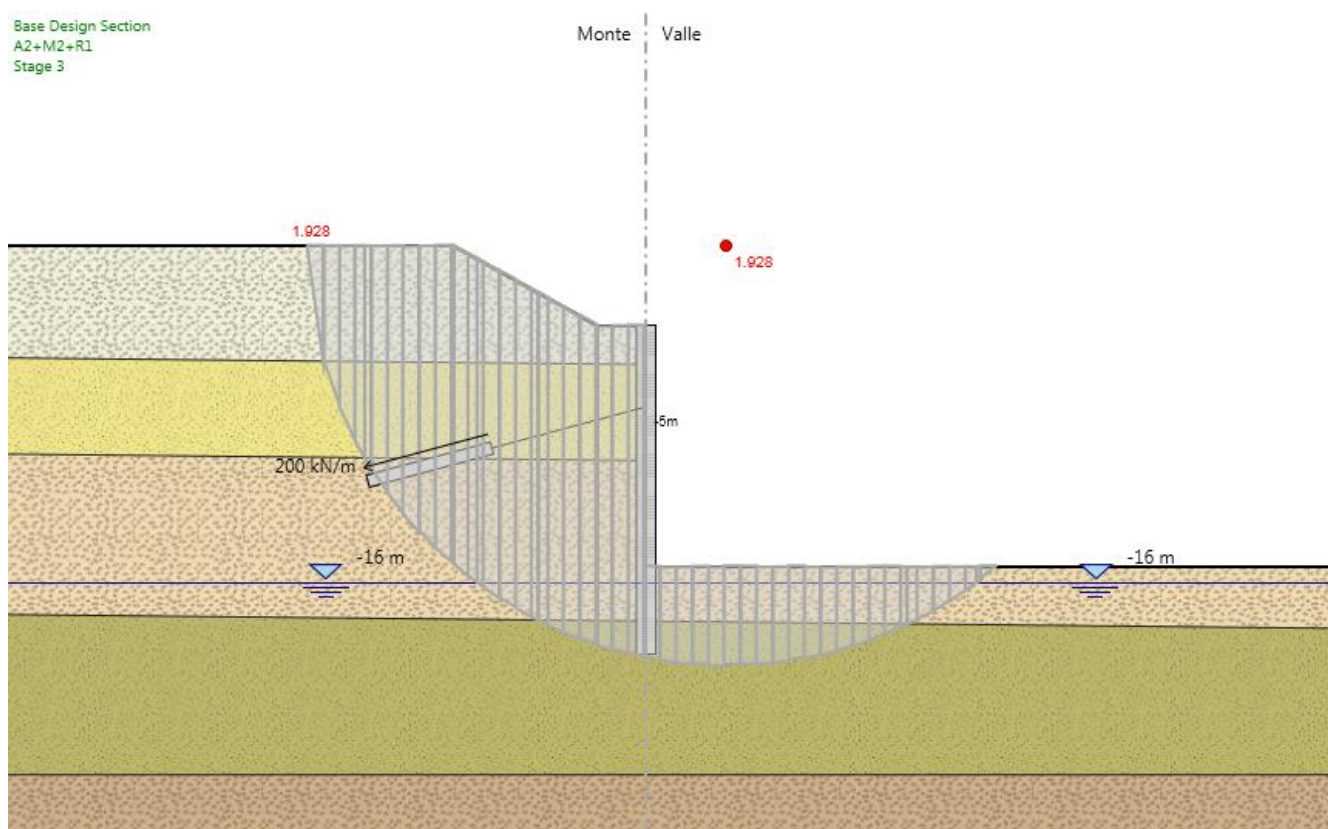


Figura 9.41 - Verifica di stabilità globale del fronte di scavo, combinazione A2+M2.

10. VERIFICHE DI STABILITÀ DEGLI SCAVI A CIELO APERTO

In Figura 10.1 è riportata la geometria degli scavi analizzati corrispondenti alla sezione 65 in corrispondenza della progressiva 143+260 ca.

Gli scavi sono realizzati su banchi dell'altezza di 6 m e pendenza 2/3 intervallati da berme della larghezza di 2 m per migliorare la stabilità del fronte di scavo.

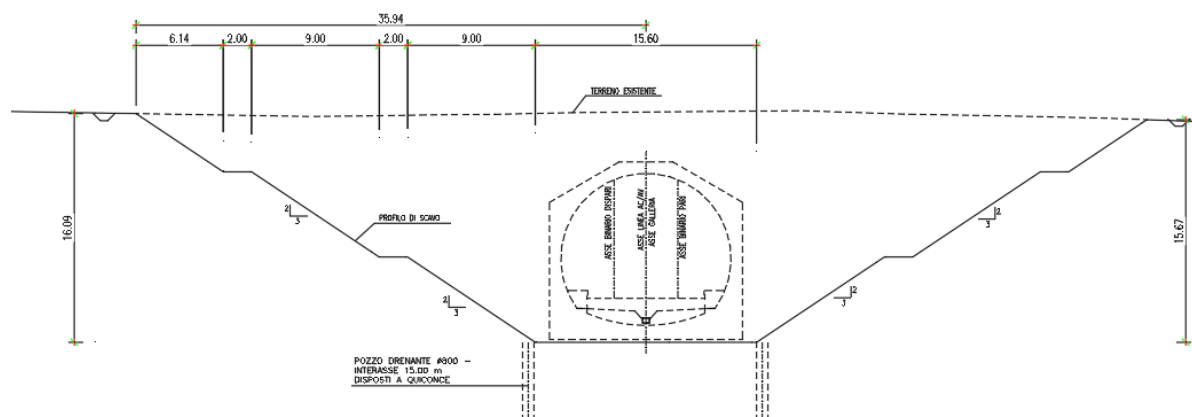


Figura 10.1 – Sezione di scavo analizzata.

In Tabella 10.1 sono riportati i parametri utilizzati nelle analisi.

| | Terreni | γ_{CRV} [kN/m ³] | γ_{SAT} [kN/m ³] | c' [kPa] | ϕ' [°] |
|--|------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|---------------|----------------|
| | vegetale Sabbia / Ghiaia | 13.3 | 18.3 | 5 | 23 |
| | sabbia limosa 1 Sabbia / Ghiaia | 20.9 | 21.8 | 10 | 37 |
| | sabbia limosa 2 Sabbia / Ghiaia | 21.4 | 22.2 | 30 | 37 |
| | sabbia limosa 3 Sabbia / Ghiaia | 21.4 | 22.2 | 50 | 36 |
| | sabbia limosa 4 Sabbia / Ghiaia | 21.4 | 22.2 | 60 | 35 |
| | sabbia limosa 5 Sabbia / Ghiaia | 21.4 | 22.2 | 60 | 36 |

Tabella 10.1 – Parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle analisi.

La falda è stata fatta variare linearmente da 1 m al di sotto del fondo scavo fino a -3.5 m dal piano campagna circa in corrispondenza del ciglio degli scavi. A monte del versante di scavo è stato applicato un carico di 20 kPa per simulare la presenza di carichi dovuti al cantiere.

In Tabella 10.2 sono riportati i fattori di sicurezza calcolati per le combinazioni di carico A2+M2 e SLV GEO.

| Combinazione | FS |
|--------------|-------|
| A2+M2 | 1.731 |
| SLV GEO | 1.564 |

Tabella 10.2 – Fattori di sicurezza di stabilità degli scavi a cielo aperto.

In entrambi i casi le verifiche risultano soddisfatte in quanto il fattore di sicurezza risulta maggiore di 1.1.

Infine in Figura 10.2 e in Figura 10.3 sono illustrate le superfici critiche relative alle due combinazioni di carico.

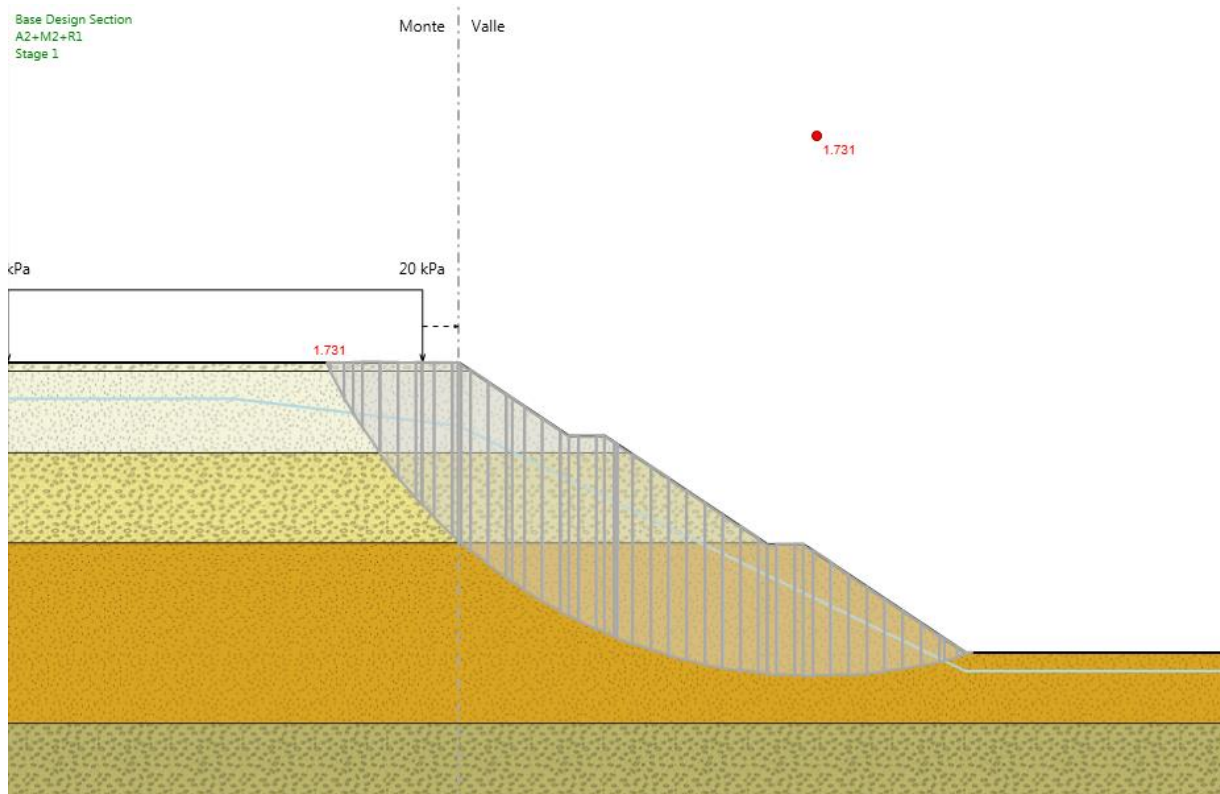


Figura 10.2 – Superficie critica per la combinazione A2+M2+R2.

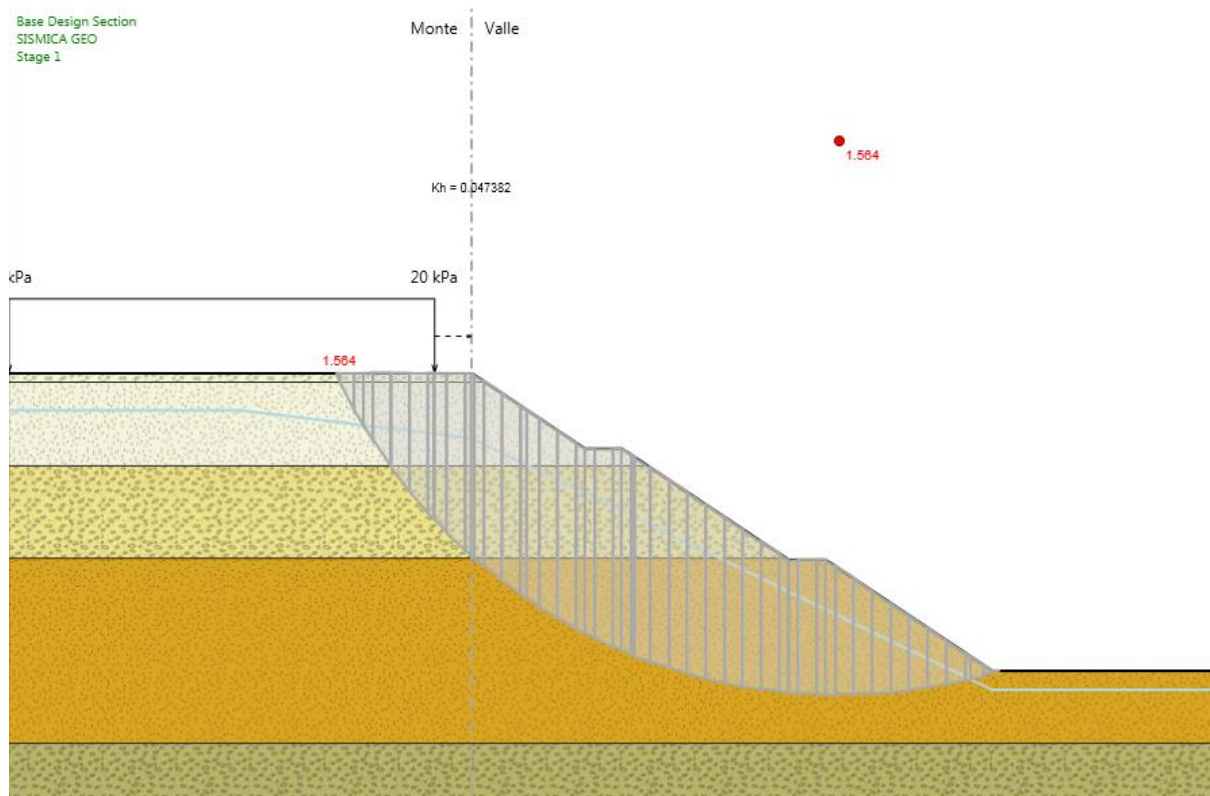


Figura 10.3 – Superficie critica per la combinazione SLV GEO.